الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Genie civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

SALLE DE CONFERENCE
poutres croisées

Proposé par : SETAM

Etudié par : AZZOUZ, MENADI

Dirigé par : Mme GUIGOVA

PROMOTION : JUIN 85

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER

بسم الله الرحمن الرحيم

بسم الله الرحمن الرحيم

.Dedicaces

Je dedie ce modeste travail à ma mère et à mon père en signe de reconnaissance pour tous leurs sacrifices consentis à mon égard.

. A mes frères et soeurs (Aissa; AICHA, HAFIDA; Malika et sa famille) pour leurs soutient moral Et materiel et leurs encouragements.

- A mon oncle El Hannachi et sa famille
- A tous ceux qui me sont chers
- A tous mes frères croyants.

——— - ———

لخضر عزوز -

Je dedie ce modeste travail à :

Mes Parents pour leurs sacrifices

Mes frères et soeurs.

Toute ma famille

Tous Ceux qui me sont chers.

"مناد بلقاسم"

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde Gratitude à notre promotrice Madame GUIGOVA qui à bien voulu assurer La direction de cette étude pour son aide et ses Conseils éclairés.

Nos sincères remerciements à tous Les Professeurs de L'école nationale polytechnique ainsi qu'à tous ceux qui ont contribués de prés ou de Loin à notre formation.

Nos vifs remerciements à tous Les membres de Jury qui nous font L'honneur de JUGER notre modeste travaiL.

Nous remercions également Mr MINASYAN ingenieur C.T.C pour son aide inestimable.

TERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
NATIONALE POLYTECHNIQUE

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

tement: Genie - Civil ....
teur: ....Mme.GUIGOVA...........
Ingénieur: ..Mr.AZZOUZ.Lakhdar.
Mr MENADI Belkacem.

مصلحة .. الهندسة المدنية
موجه
تلميذ مهندس . عزوز لخضر
. منادي بلقاسم .

- الموضوع دراسة قاعة محاضرات

- الملخص يتمثل هذا المشروع في دراسة قاعة للمحاضرات المنتظر تأسيسها
في مدينة المدية، وهي تابعة لمقر هذه البلدية التي تعد منطقة ذات تأثيرات
زلزالية متوسطة حسب النظام الجزائري. تغطي هذه القاعة مساحة 21 x
وارتفاعها 10 م.

jet: ..Etude.d'une.salle.de.conférence..

sumé: Le présent projet consiste à l'étude d'une salle de conférence faisant partie d'un siége d'APC qui sera implanté à Médéa, zone de moyenne séismite.
La salle doit couvrir une surface de 21X21 m2 et de hauteur 10m c'est une structure autostable où les éléments résistants sont en Béton Armé.

ject: .Design.of.a.conference.Room..

tract The aim of the present project is to design a conference room which is part of an A.P.C building located in Médéa an area of medium sismicity. The room covers an area 21 X 21 m2 and is 10m high. It is an autostable structure with reinforced concrete resisting members.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Le projet qui nous a été proposé par la SETAM Comprend un batiment destiné à une salle de conférence, faisant partie d'un siège d'un APC qui sera implanté à Médea ; zone de moyenne seismité.

C'st un batiment qui doit COUVRIR une surface de 21m x 21m et de 10m de hauteur (acrotère non compris), la structure est en béton armé sur un sol argileux.

Le plancher Gradin est Ventilé sur une largeur de 9,00m à 12m aura une hauteur Variable de 2.55m à 5.65m

La particularité de cet ouvrage réside dans sa structure porteuse de la toiture (21 x 21 m²) qui pourra être Conçue par différentes solutions: En poutres croisées, en béton précontraint, en arcs, en charpente métallique. Nous avons adoptés la solution des poutres croisées, pour ce cas deux solutions peuvent-être envisagées pour la Conception de l'ensemble.

1°/ structure unique travaillant en son ensemble et doit être calculée Comme une structure autostable c'est à dire Comme des portiques dans l'espace, ce calcul ne peut-être fait d'une façon précise qu'à l'aide d'un calcul automatique sur ordinateur néaumoins une Méthode approchée pour ce calcul sera exposée.

2°/ structure Composée de différents éléments ou blocs travaillant independamment les uns des autres séparés par des joints de dilatation

- Nous avons adopté la 2ème solution Compte tenu des dimensions de la salle et la distribution particulière interieure, sans l'aide d'un calcul automatique pour l'ensemble.

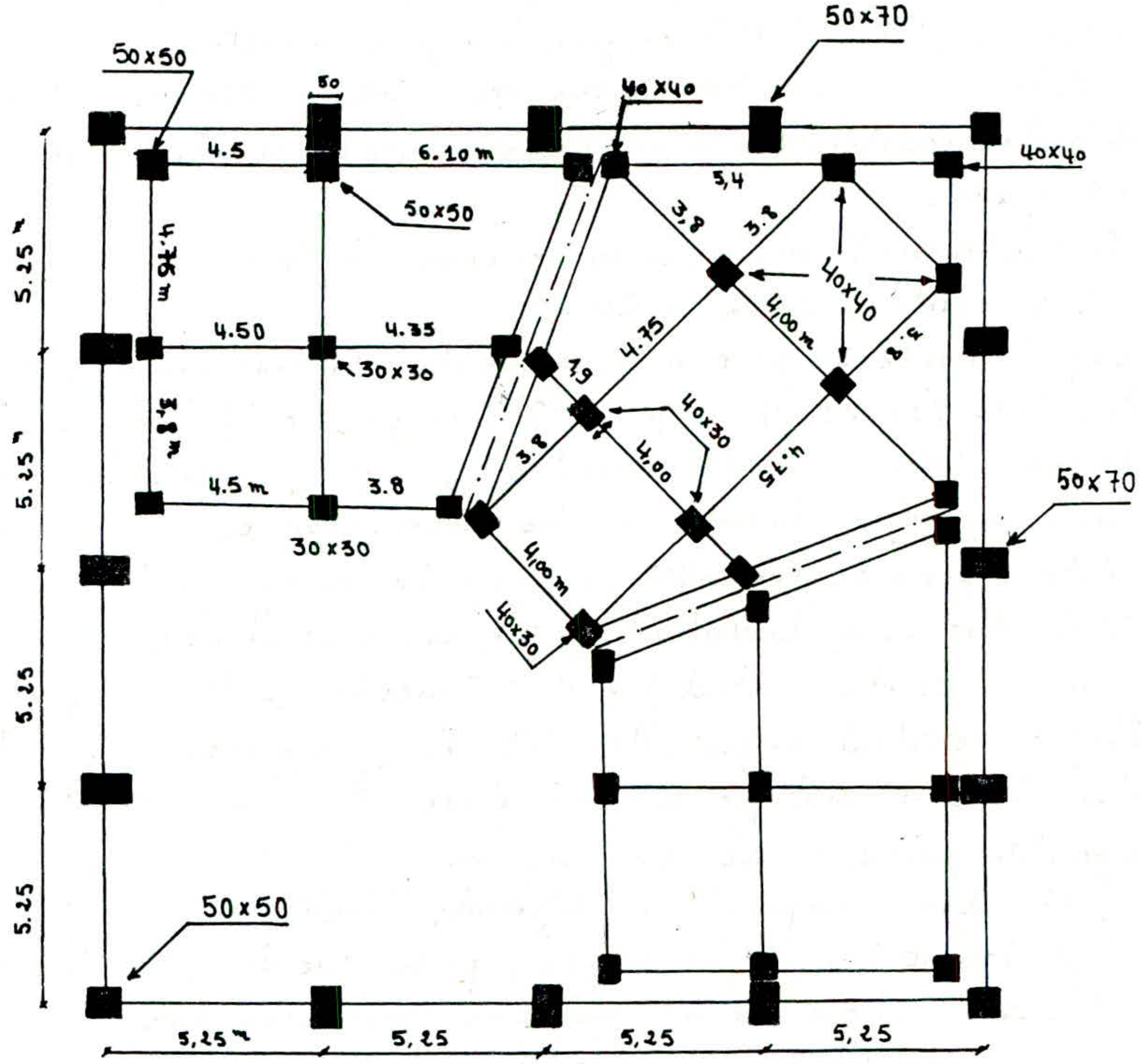
L'ossature Couvrant l'ensemble a été conçue en poutres croisées faisant partie des portiques autostables en B.A, solution adoptée après étude Comparative.

- Les différents blocs Composants le plancher gradin sont des structures autostables.

- Cette solution a amené des fondations assez élaborées et des solutions originales sont proposées.

VUE EN PLAN NIVEAU 5.65 m

Plancher Gradin



- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

- Béton : . Le béton est dosé à 350 Kg/m³ de CPA 325 avec un Contrôle atténué.

- . Résistance nominale de Compression : $\sigma'_{28} = 270\ Kg/cm^2$
- . Résistance nominale à La traction : $\sigma_{28} = 23{,}2\ Kg/cm^2$
- . Grosseur des Granulats : $C_g = 5/15$ mm
- . Dosage d'un "m³" de béton : 800 l de Gravillons, 400 l de sable 350 kg de Ciment CPA 325, 175 l d'eau.

- Contrainte de Compression admissible : (CCBA 68 art 9.4)

. $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \varepsilon \sigma'_{28}$ Cas Général ; $\bar{\sigma}'_{b_0} = 0{,}30\, \alpha \beta \gamma \sigma'_{28}$ C. Simple

avec . $\alpha = 1 \rightarrow$ Ciment CPA 325, . $\beta = \frac{5}{6} \rightarrow$ (contrôle atténué) ;

. $\gamma = 1$ $\left(\frac{h_m}{4c_g} > 1 \right)$; . $\delta = 0{,}3$ (Compression simple) ; $\delta = 0{,}6$ en flexion simple et en flexion Composée avec effort normal de traction.

. $\varepsilon = 1 \rightarrow$ en Compression simple ∀ section. ou en flexion avec sect. rectang.

$0 \leq \varepsilon \leq 1$ dans les autres Cas.

- Contrainte de traction de référence [CCBA 68 art 9.5]

$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$ avec . $\alpha, \beta, \gamma \rightarrow$ définis ci-dessus.

. $\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28}} = 0{,}0258$ $(\sigma'_{28} = 270\ kg/cm^2)$

. Résumé :

sollicitation	Compression simple	flexion simple	Traction
SP1	$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68{,}5\ Kg/cm^2$	$\bar{\sigma}'_b = 137\ Kg/cm^2$	$\bar{\sigma}_b = 5{,}9\ Kg/cm^2$
SP2	$\bar{\sigma}'_{b_0} = 102{,}7\ Kg/cm^2$	$\bar{\sigma}'_b = 205{,}5\ Kg/cm^2$	$\bar{\sigma}_b = 8{,}85\ Kg/cm^2$

- Aciers : * Aciers à H.A FeE40 :

. Limité d'élasticité nominales (σ_{en}) :
- . $\sigma_{en} = 4200\ Kg/cm^2$ si $\phi \leq 20$ mm
- . $\sigma_{en} = 4000\ Kg/cm^2$ si $\phi > 20$ mm

. Contraintes admissibles ($\sigma_a = \sigma'_a$) :
- . $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 2800\ Kg/cm^2$ (SP1), $= 4200\ Kg/cm^2$ (SP2) si $\phi \leq 20^{mm}$
- . $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 2667\ Kg/cm^2$ (SP_1), $= 4000\ Kg/cm^2$ (SP_2) si $\phi > 20^{mm}$

* Aciers ronds lisses (FeE24)

$\phi \leq 20mm \rightarrow \sigma_{en} = 2400\ kg/cm^2 \rightarrow$ $\bar{\sigma}_a = 1600\ kg/cm^2$ (SP1) ; $\bar{\sigma}_a = 2400\ kg/cm^2$ (SP_2)

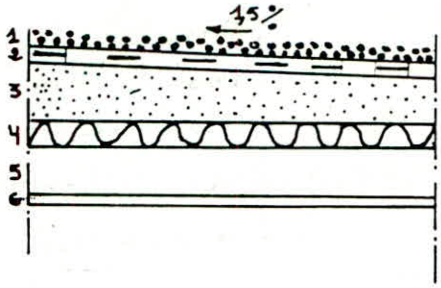
. Contrainte admissible "de non fissuration" : (CCBA art 49)

$\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$ avec $\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$ et $\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{K\eta\bar{\sigma}_b}{\phi}}$

CHARGES ET SURCHARGES

Plancher terrasse:

- 1. Gravillon roulé 15/25 .... 80 Kg/m²
- 2. Étancheite multicouche .... 10 Kg/m²
- 3. Forme de pente (1,5%) ep=10cm .... 220 Kg/m²
- 4. Liège 4 cm .... 12 Kg/m²
- 5. Dalle pleine ep
- 6. platre 2 cm .... 28 Kg/m²
- 7. Plafond suspendu .... 30 Kg/m²



Solution I (Plancher a=b=1,5 m)

- Dalle ep=7cm .... 175 Kg/m²

Solution II (Plancher a=b=5,25 m)

- Dalle ep=12cm ..... 300 Kg/m²

Plancher Gradin:

- charges permanentes:

. Dalle pleine e=15 cm	399 Kg/m²
. revêtement	150 Kg/m²
. marches $\frac{2200 \times 0{,}3}{2}$	330 Kg/m²
	G_1 = 879 Kg/m²

- surcharges:

. Surcharge d'exploitation (lieux publics) .... P = 500 Kg/m²

+ Salle de projection

- charges permanentes:

. Dalle pleine e=15 cm	375 Kg/m²
. revêtement	150 Kg/m²
	G = 525 Kg/m²

RESEAUX DE POUTRES CROISÉES

Théorie des Poutres Croisées

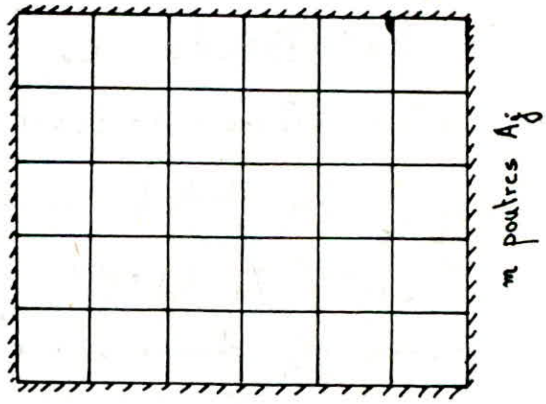
a. Définitions : Le réseau de poutres croisées est constitué de deux ensembles de poutres (fig 1).

1. m poutres (A_j) $(j = 1, 2, \ldots, m)$

Parallèles, toutes identiques, elles ont toutes même Loi d'inertie et mêmes Liaisons exterieures.

2. n poutres (B_j) $(i = 1, 2, \ldots n)$

Parallèles, ide, ayant même Loi d'inertie et même liaisons exterieures.



"fig 1"

Les Poutres (A_j) et (B_i) sont Liées les unes aux autres en leur point de croisement N_{ij} appelés noueds du reseau de sortes qu'en ces points, Les poutres qui s'y croisent aient la même flèche.

Nous supposerons que La torsion des poutres peut-être négligée.

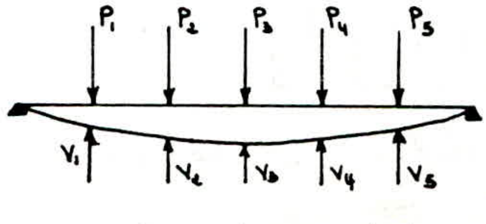
Les Poutres (A_j) sont en Général orthogonales aux poutres (B_i) Cependant Les deux systèmes des poutres peuvent se couper sous un angle différent d'un angle droit.

Nous supposerons également que Le système et tel que Les poutres (A_j) restent stables si L'on supprime Les poutres (B_i).

b. Caracteristiques Mécaniques des poutres

b_1. Relations entre efforts et flèches

Désignons par (A) La poutre identique à toutes Les poutres (A_j)



(fig 2)

Soit $B_1, B_2, \ldots B_n$ Les sections de La poutre (A) Correspondant aux noeuds du Reseau.

Un système de charges X_i $(i=1,2,\ldots n)$ appliquées au droit de ces sections des flèches v_i $(i=1,2,\ldots n)$ données par Les formules suivantes :

$$f_i = \sum_{k=1}^{n} \lambda_{ik} x_k$$

$$\boxed{v_i = \sum_{k=1}^{k=n} a_{ik} X_k} \quad ① \quad (i=1,2,\ldots n)$$

Remarque :

En Vertu du théorème de reciprocité de MAXWELL

Les Coefficients a_{ik} satisfont aux égalités $\boxed{a_{ik} = a_{ki}}$

Il en est de mêmes pour Les Poutres (B_i)

$A_1, A_2 \ldots A_m$ étant Les sections de la poutre (B) Correspondant aux nœuds du Reseau.

des charges Y_j $(j=1,2,\ldots n)$ appliquées ds Les sections (A_j) produisent au droit de ces sections des flèches v_j $(j=1,2,\ldots m)$ données par Les formules :

$$\boxed{v_j = \sum_{h=1}^{h=m} b_{jh} Y_h} \quad ② \quad (j=1,2,\ldots n)$$

Au droit de chaque noeud nous aurons L'egalité des flèches :

$$\boxed{v_i = v_j} \quad ③$$

C. Répartition des charges au niveau d'un noued

Considerons deux poutres croisées appartenant au réseau, soit P_i La charge qui est appliquée au niveau de Leur croisement soit Y_i et X_i les charges qui reviennent respectivement à La poutre (A) et la poutre (B) ces deux charges sont telles que :

$$\boxed{X_i + Y_i = P} \quad ④$$

En tenant Compte de la relation ④ la relation ② devient :

$$v_j = \sum_{h=1}^{h=m} b_{jh} (P_h - X_h) \quad ⑤$$

En tenant compte des relations ① et ⑤ la relation ③ s'écrit :

$$\sum_{k=1}^{k=m} a'_{ik}\, X_k = \sum_{h=1}^{h=m} b'_{jh}\,(P_h - X_h) \qquad ⑥$$

En écrivant l'égalité ⑥ pour chaque noeud nous obtenons un système de $m \times n$ équations à $m \times n$ inconnues.

La solution de ce système nous donne les valeurs des charges X_i ($i = 1, 2, \ldots\ldots n$) s'exerçant sur les poutres (A_j).
Les valeurs des charges Y_i s'exerçant sur les poutres (B_i) seront déterminées en tenant compte de la relation (4).

d. Coefficients d'influence

- Les coefficients a_{ik} et b_{jh} sont appelés coefficients d'influence.
Ces coefficients sont fonction :

- Des liaisons extérieures de la Poutre considérée.
- Du matériau constituant la poutre.
- De la position des sections j, h i et k
- De la distance entre deux noeuds consécutifs.

d₁. Poutres simplement appuyées

Considérons une Poutre simplement appuyée appartenant à un réseau de poutres Croisées.
Soit L l'espacement des Poutres (B_i), I inertie de la poutre (A) dont la portée est $(n+1)L$, E son module d'élasticité en posant $K = \dfrac{6EI}{L^3}$, Les formules de RDM donnent :

k=1

$a_{11} = 2{,}66$

$$a_{ik} = \begin{cases} \dfrac{1}{K}\,\dfrac{i\,(n+1-k)}{n+1}\left[k\,(2n-k+2) - i^2\right] & \text{Lorsque } i \leq k \\[2ex] \dfrac{1}{K}\,\dfrac{k\,(n+1-i)}{n+1}\left[i\,(2n-i+2) - k^2\right] & \text{Lorsque } i \geq k \end{cases}$$

$a_{12} = 2{,}33$

Remarque

n : représente le nombre de sections correspondants aux différents noeuds qui se trouvent sur la poutre considérée.

Tableau des Coefficients d'influence

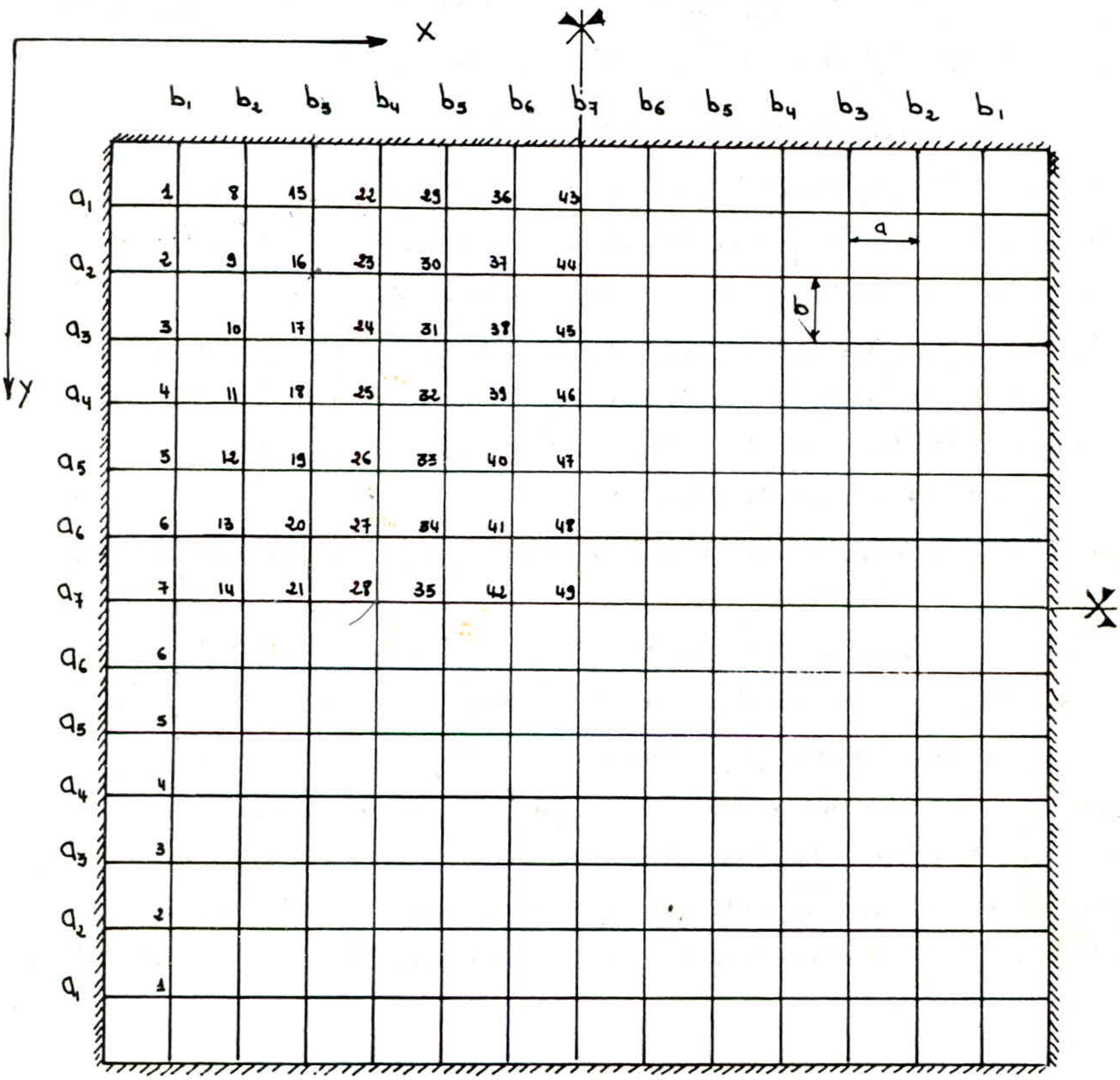
Plancher (21 x 21) m^2 $a = b = 1.5\,m$

i \ K	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	24,143	43.71	58.14	67.86	73.28	74.86	73.00	68.14	60.71	51.14	39.86	27.30	13.86
2	43.71	82.30	111.57	131.50	142.71	146.28	143.00	133.71	119.28	100.57	78.43	53.17	27.88
3	58.14	111.57	155.57	186.43	204.43	210.86	207.00	194.14	173.57	146.57	114.48	78.43	39.86
4	67.86	131.43	186.43	228.57	254.57	265.14	262.00	246.86	221.43	187.43	146.57	100.57	51.14
5	73.28	142.71	204.28	254.57	289.28	305.71	305.00	289.28	260.71	221,43	173.571	119.28	60.71
6	74.86	146.28	210.86	265.14	305.71	329.14	333.00	318.57	289.28	246.86	194.14	133.71	68.14
7	73	143	207	262	305	333	343	333,00	305	262	207	143	73,00
8	68,143	133.71	194.14	246.86	289.28	318.57	333	329,71	305.71	265.14	210.86	146.28	74.86
9	60.71	119.28	173.57	221.43	260.71	289.28	305	305.71	289.28	254.57	204.43	142.71	73.28
10	51.14	100.57	146.57	187.43	221.43	246.86	262	265.14	254.57	228,57	186.43	131.50	67.86
11	39.86	39.	114.48	146.57	173.571	194.14	207	210.86	204.43	186.43	155,57	111.57	58.14
12	27.30	53.17	78.43	100.57	119.28	133.71	143	146.28	142.71	131.50	111.57	82.30	43.74
13	13.86	27.88	39.86	51.14	60.71	68.14	73,00	74.86	73.28	67.86	58.14	43.74	24.143

RESEAU 14 X 14 CASES

$a = b = 1{,}50\ m$

- NUMÉROTATION DES NOEUDS



. Systèmes d'équations Le Plancher que nous avons à étudier possède une symetrie médiane ds Les deux sens, ce qui permet d'ecrire l'equation ⑥ uniquement pour les noeuds situés ds un quart de la surface totale du plancher.

. Méthode permettant d'écrire les équations du système :

Considérons par exemple le noeud 16. Le noeud est situé : en 3ème Position dans le sens x et en 2ème Position dans le sens y.

Dans le sens x : $V = \sum_{k=1}^{k=n} a'_{3k} x_k$; Dans le sens y : $V = \sum_{h=1}^{h=m} b'_{2h}(P_h - x_h)$

Dans notre cas $(k = h = 1, 2, \ldots\ldots 13) \iff m = n = 13$

on a alors $\sum_{k=1} a'_{3k} x_k - \sum a'_{2k}(P_h - x_h) = 0$

Les charges x_i, y_i étant les parts de la charge P_i qui reviennent respectivement à la poutre (b) et à la poutre (a) en leur point de croisement. Nous aurons donc pour le noeud 16 :

$$(\alpha)\quad a_{31}x_2 + a_{32}x_9 + a_{33}x_{16} + a_{34}x_{23} + a_{35}x_{30} + a_{36}x_{37} + a_{37}x_{44} + a_{38}x_{37} + a_{39}x_{30} + a_{3.10}x_{23} + a_{3.11}x_{16} + a_{3.12}x_9 + a_{3.13}x_2 = a_{21}y_{15} + a_{22}y_{16} + a_{23}y_{17}$$
$$a_{24}y_{18} + a_{25}y_{19} + a_{26}y_{20} + a_{27}y_{27} + a_{28}y_{20} + a_{29}y_{19} + a_{2.10}y_{18} + a_{2.11}y_{17} + a_{2.12}y_{16} + a_{2.13}y_{15}.$$

Le Réseau que nous avons à étudier est supposé chargé uniformément Q : charge par m^2. Nous assimilerons la charge qui revient à chaque noeud à une charge ponctuelle P tel que : $P = QS$, S est la surface qui revient à chaque noeud. S est la même pour tous les noeuds $\Rightarrow$ P sera également la m̂ pour tous les noeuds.

L'équation (α) devient en tenant compte de la relation (4) :

$$(a_{31} + a_{3.13})x_2 + (a_{32} + a_{3.12})x_9 + (a_{33} + a_{3.11})x_{16} + (a_{34} + a_{3.10})x_{23} + (a_{35} + a_{39})x_{30}$$
$$(a_{36} + a_{38})x_{37} + a_{37}x_{44} = (a_{21} + a_{2.15})(P - x_{15}) + (a_{22} + a_{2.12})(P - x_{16}) +$$
$$(a_{23} + a_{2.13})(P - x_{17}) + (a_{24} + a_{2.14})(P - x_{18}) + (a_{25} + a_{2.15})(P - x_{19}) + (a_{26} + a_{2.16})(P - x_{20})$$
$$+ a_{27}(P - x_{21}).$$

En remplaçant les coefficients d'influence par leurs valeurs numériques on obtient :

$$38x_2 + 190x_9 + 71x_{15} + 406x_{16} + 190x_{17} + 232x_{18} + 262x_{19} + 280x_{20}$$
$$+ 143x_{21} + 333x_{22} + 378x_{30} + 405x_{37} + 207x_{44} = 1314P$$

Système d'équation D'ordre "49" Pour P = 1t

Noueds ↓

1 : $76x_1 + 71x_2 + 98x_3 + 119x_4 + 134x_5 + 143x_6 + 73x_7 + 71x_8 + 98x_{15} + 119x_{22} + 134x_{29} + 143x_{36} + 73x_{43} = 676$

2 . $71x_1 + 174x_2 + 190x_3 + 232x_4 + 262x_5 + 280x_6 + 143x_7 + 71x_9 + 98x_{16} + 119x_{23} + 134x_{30} + 143x_{37} + 73x_{44} = 1314$

3 . $98x_1 + 190x_2 + 308x_3 + 333x_4 + 378x_5 + 405x_6 + 207x_7 + 71x_{10} + 98x_{17} + 119x_{24} + 134x_{31} + 143x_{38} + 73x_{45} = 1881$

4 . $119x_1 + 232x_2 + 333x_3 + 354x_4 + 476x_5 + 512x_6 + 262x_7 + 71x_{11} + 98x_{18} + 119x_{25} + 134x_{32} + 143x_{39} + 73x_{46} = 2350$

5 . $134x_1 + 262x_2 + 378x_3 + 476x_4 + 588x_5 + 595x_6 + 305x_7 + 71x_{12} + 98x_{19} + 119x_{26} + 134x_{33} + 143x_{40} + 73x_{47} = 2700$

6 . $143x_1 + 280x_2 + 405x_3 + 512x_4 + 595x_5 + 686x_6 + 333x_7 + 71x_{13} + 98x_{20} + 119x_{27} + 134x_{34} + 143x_{41} + 73x_{48} = 2916$

7 . $146x_1 + 286x_3 + 414x_3 + 524x_4 + 610x_5 + 666x_6 + 318x_7 + 71x_{14} + 98x_{21} + 119x_{28} + 134x_{35} + 143x_{42} + 73x_{49} = 2989$

8 . $71x_1 + 174x_8 + 71x_9 + 98x_{10} + 119x_{11} + 134x_{12} + 143x_{13} + 73x_{14} + 190x_{15} + 232x_{22} + 269x_{29} + 280x_{36} + 143x_{43} = 676$

9 . $71x_2 + 71x_8 + 272x_9 + 190x_{10} + 232x_{11} + 262x_{12} + 280x_{13} + 143x_{14} + 190x_{16} + 232x_{23} + 269x_{30} + 280x_{37} + 143x_{44} = 1314$

10 . $71x_3 + 98x_8 + 190x_9 + 406x_{10} + 333x_{11} + 378x_{12} + 405x_{13} + 207x_{14} + 190x_{17} + 232x_{24} + 269x_{31} + 280x_{38} + 143x_{45} = 1881$

11 . $71x_4 + 119x_8 + 232x_9 + 333x_{10} + 552x_{11} + 476x_{12} + 512x_{13} + 262x_{14} + 190x_{18} + 232x_{25} + 269x_{32} + 280x_{39} + 143x_{46} = 2350$

12 . $71x_5 + 134x_8 + 262x_9 + 378x_{10} + 476x_{11} + 686x_{12} + 595x_{13} + 305x_{14} + 190x_{19} + 232x_{26} + 269x_{33} + 280x_{40} + 143x_{47} = 2700$

13 . $71x_6 + 143x_8 + 280x_9 + 405x_{10} + 512x_{11} + 595x_{12} + 784x_{13} + 333x_{14} + 190x_{20} + 232x_{27} + 269x_{34} + 280x_{41} + 143x_{48} = 2916$

14 . $71x_7 + 146x_8 + 286x_9 + 414x_{10} + 524x_{11} + 610x_{12} + 666x_{13} + 479x_{14} + 190x_{21} + 232x_{28} + 269x_{35} + 280x_{42} + 143x_{49} = 2989$

15 . $98x_1 + 190x_8 + 308x_{15} + 71x_{16} + 98x_{17} + 119x_{18} + 134x_{19} + 143x_{20} + 73x_{21} + 333x_{22} + 378x_{29} + 405x_{36} + 207x_{43} = 676$

16 . $98x_2 + 190x_9 + 71x_{15} + 406x_{16} + 190x_{17} + 232x_{18} + 262x_{19} + 280x_{20} + 143x_{21} + 333x_{23} + 378x_{30} + 405x_{37} + 207x_{44} = 1314$

17 . $98x_3 + 190x_{10} + 98x_{15} + 190x_{16} + 540x_{17} + 333x_{18} + 378x_{19} + 405x_{20} + 207x_{21} + 333x_{24} + 378x_{31} + 405x_{38} + 207x_{45} = 1881$

18 . $98x_4 + 190x_{11} + 119x_{15} + 232x_{16} + 333x_{17} + 686x_{18} + 476x_{19} + 512x_{20} + 262x_{21} + 333x_{25} + 378x_{32} + 405x_{39} + 207x_{46} = 2350$

19 . $98x_5 + 190x_{12} + 134x_{15} + 262x_{16} + 378x_{17} + 476x_{18} + 820x_{19} + 595x_{20} + 305x_{21} + 333x_{26} + 378x_{33} + 405x_{40} + 207x_{47} = 2700$

20 . $98x_6 + 190x_{13} + 143x_{15} + 280x_{16} + 405x_{17} + 512x_{18} + 595x_{19} + 918x_{20} + 333x_{21} + 333x_{27} + 378x_{34} + 405x_{41} + 207x_{48} = 2916$

21 . $98x_7 + 190x_{14} + 146x_{15} + 286x_{16} + 414x_{17} + 524x_{18} + 610x_{19} + 666x_{20} + 613x_{21} + 333x_{28} + 378x_{35} + 405x_{42} + 207x_{49} = 2989$

22 . $119x_1 + 232x_8 + 333x_{15} + 454x_{22} + 71x_{23} + 98x_{24} + 119x_{25} + 134x_{26} + 143x_{27} + 73x_{28} + 476x_{29} + 512x_{36} + 262x_{43} = 676$

23 . $119x_2 + 232x_9 + 333x_{16} + 71x_{22} + 552x_{23} + 190x_{24} + 232x_{15} + 262x_{26} + 280x_{27} + 143x_{28} + 476x_{30} + 512x_{37} + 262x_{44} = 1314$

24 . $119x_3 + 232x_{10} + 333x_{17} + 98x_{22} + 190x_{23} + 686x_{24} + 333x_{25} + 378x_{26} + 405x_{27} + 280x_{28} + 476x_{31} + 512x_{38} + 262x_{45} = 1881$

25 . $119x_4 + 232x_{11} + 333x_{18} + 119x_{22} + 232x_{23} + 333x_{24} + 832x_{25} + 476x_{26} + 512x_{27} + 262x_{28} + 476x_{32} + 512x_{39} + 262x_{46} = 2350$

26 . $119x_5 + 232x_{12} + 333x_{19} + 134x_{22} + 262x_{23} + 378x_{24} + 476x_{25} + 966x_{26} + 595x_{27} + 305x_{28} + 476x_{33} + 512x_{40} + 262x_{47} = 2700$

27 . $119x_6 + 232x_{13} + 333x_{20} + 143x_{22} + 280x_{23} + 405x_{24} + 966x_{25} + 595x_{26} + 1064x_{27} + 333x_{28} + 476x_{34} + 512x_{41} + 262x_{48} = 2916$

28 . $119x_7 + 232x_{14} + 333x_{21} + 146x_{22} + 286x_{23} + 414x_{24} + 595x_{25} + 610x_{26} + 666x_{27} + 759x_{28} + 476x_{35} + 512x_{42} + 262x_{49} = 2989$

29 . $134 x_1 + 262 x_8 + 378 x_{15} + 476 x_{22} + 588 x_{29} + 71 x_{30} + 98 x_{31} + 119 x_{32} + 134 x_{33} + 143 x_{34} + 73 x_{35} + 595 x_{36} + 305 x_{43} = 676$

30 . $134 x_2 + 262 x_9 + 378 x_{16} + 476 x_{22} + 71 x_{30} + 286 x_{30} + 190 x_{31} + 232 x_{32} + 262 x_{33} + 280 x_{34} + 143 x_{35} + 595 x_{37} + 305 x_{44} = 1314$

31 . $134 x_3 + 262 x_{10} + 378 x_{17} + 476 x_{23} + 98 x_{31} + 190 x_{30} + 820 x_{31} + 335 x_{32} + 378 x_{33} + 405 x_{34} + 207 x_{35} + 595 x_{38} + 305 x_{45} = 1881$

32 . $134 x_4 + 262 x_{11} + 378 x_{18} + 476 x_{25} + 119 x_{32} + 232 x_{30} + 331 x_{31} + 962 x_{32} + 476 x_{33} + 512 x_{34} + 262 x_{35} + 595 x_{39} + 305 x_{46} = 2350$

33 . $134 x_5 + 262 x_{12} + 378 x_{19} + 476 x_{26} + 134 x_{33} + 262 x_{30} + 378 x_{31} + 476 x_{32} + 1100 x_{33} + 595 x_{34} + 305 x_{35} + 595 x_{40} + 305 x_{47} = 2700$

34 . $134 x_6 + 262 x_{13} + 378 x_{20} + 476 x_{27} + 143 x_{29} + 280 x_{30} + 405 x_{31} + 512 x_{32} + 595 x_{33} + 1198 x_{34} + 333 x_{35} + 595 x_{41} + 305 x_{48} = 2916$

35 . $134 x_7 + 262 x_{14} + 378 x_{21} + 476 x_{28} + 146 x_{29} + 286 x_{30} + 414 x_{31} + 524 x_{32} + 610 x_{33} + 666 x_{34} + 893 x_{35} + 595 x_{42} + 305 x_{49} = 2989$

36 . $143 x_1 + 280 x_8 + 405 x_{15} + 512 x_{22} + 595 x_{29} + 686 x_{36} + 71 x_{37} + 98 x_{38} + 119 x_{39} + 134 x_{40} + 143 x_{41} + 73 x_{42} + 333 x_{43} = 676$

37 . $143 x_2 + 280 x_9 + 405 x_{16} + 512 x_{23} + 595 x_{30} + 71 x_{36} + 784 x_{37} + 190 x_{38} + 232 x_{39} + 262 x_{40} + 280 x_{41} + 143 x_{42} + 333 x_{44} = 1314$

38 . $143 x_3 + 280 x_{10} + 405 x_{17} + 512 x_{24} + 595 x_{31} + 98 x_{36} + 190 x_{37} + 918 x_{38} + 333 x_{39} + 378 x_{40} + 405 x_{41} + 207 x_{42} + 333 x_{45} = 1881$

39 . $143 x_4 + 280 x_{11} + 405 x_{18} + 512 x_{25} + 595 x_{32} + 119 x_{36} + 232 x_{37} + 333 x_{38} + 1064 x_{39} + 476 x_{40} + 512 x_{41} + 262 x_{42} + 333 x_{46} = 2350$

40 . $143 x_5 + 280 x_{12} + 405 x_{19} + 512 x_{26} + 595 x_{33} + 134 x_{36} + 262 x_{37} + 378 x_{38} + 476 x_{39} + 1198 x_{40} + 595 x_{41} + 305 x_{42} + 333 x_{47} = 2700$

41 . $143 x_6 + 280 x_{13} + 405 x_{20} + 512 x_{27} + 595 x_{34} + 143 x_{36} + 280 x_{37} + 405 x_{38} + 512 x_{39} + 595 x_{40} + 1296 x_{41} + 333 x_{42} + 333 x_{48} = 2916$

42 . $143 x_7 + 280 x_{14} + 405 x_{21} + 512 x_{28} + 595 x_{35} + 146 x_{36} + 286 x_{37} + 414 x_{38} + 524 x_{39} + 610 x_{40} + 666 x_{41} + 991 x_{42} + 333 x_{49} = 2989$

43 . $146 x_1 + 286 x_8 + 414 x_{15} + 524 x_{22} + 610 x_{29} + 666 x_{36} + 381 x_{43} + 71 x_{44} + 98 x_{45} + 119 x_{46} + 134 x_{47} + 143 x_{48} + 73 x_{49} = 676$

44 . $146 x_2 + 286 x_9 + 414 x_{16} + 524 x_{23} + 610 x_{30} + 666 x_{37} + 71 x_{43} + 479 x_{44} + 190 x_{45} + 232 x_{46} + 262 x_{47} + 280 x_{48} + 143 x_{49} = 1314$

45 . $146 x_3 + 286 x_{10} + 414 x_{17} + 524 x_{24} + 610 x_{31} + 666 x_{38} + 98 x_{43} + 190 x_{44} + 613 x_{45} + 333 x_{46} + 378 x_{47} + 405 x_{48} + 207 x_{49} = 1881$

46 . $146 x_4 + 286 x_{11} + 414 x_{18} + 524 x_{25} + 610 x_{32} + 666 x_{39} + 119 x_{43} + 232 x_{44} + 333 x_{45} + 759 x_{46} + 376 x_{47} + 512 x_{48} + 262 x_{49} = 2350$

47 . $146 x_5 + 286 x_{12} + 414 x_{19} + 524 x_{26} + 610 x_{33} + 666 x_{40} + 134 x_{43} + 262 x_{44} + 378 x_{45} + 476 x_{46} + 893 x_{47} + 595 x_{48} + 305 x_{49} = 2700$

48 . $146 x_6 + 286 x_{13} + 414 x_{20} + 524 x_{27} + 610 x_{34} + 666 x_{41} + 143 x_{43} + 280 x_{44} + 405 x_{45} + 512 x_{46} + 595 x_{47} + 991 x_{48} + 333 x_{49} = 2916$

49 . $147 x_7 + 286 x_{14} + 414 x_{21} + 524 x_{28} + 610 x_{35} + 666 x_{42} + 146 x_{43} + 286 x_{44} + 414 x_{45} + 524 x_{46} + 610 x_{47} + 666 x_{48} + 686 x_{49} = 2989$

- Solution du système du système d'ordre "49" sur ordinateur

$x_1 = 0.499$	x_8 : 0.253	x_{15} : 0.161	x_{22} : 0,1298	x_{29} : 0,943	x_{36} : 0,0847	x_{43} : 0,1007
$x_2 = 0.744$	x_9 : 0.499	x_{16} : 0.335	x_{23} : 0,2451	x_{30} : 0,248	x_{37} : 0,4128	x_{44} : 0,252
$x_3 = 0.837$	x_{10} : 0.661	x_{17} : 0.502	x_{24} : 0,3781	x_{31} : 0,244	x_{38} : 0,560	x_{45} : -0,1514
$x_4 = 0.878$	x_{11} : 0.7490	x_{18} : 0.614	x_{25} : 0,5128	x_{32} : 0,493	x_{39} : - 0,049	x_{46} : 1,032
$x_5 = 0.899$	x_{12} : 0.794	x_{19} : 0,668	x_{26} : 0,6238	x_{33} : 0,429	x_{40} : 0,7301	x_{47} : 0,0111
$x_6 = 0.909$	x_{13} : 0.816	x_{20} : 0,720	x_{27} : 0,9433	x_{34} : 0,5918	x_{41} : 0,4317	x_{48} : 0,556
$x_7 = 0.912$	x_{14} : 0.821	x_{21} : 0,732	x_{28} : 0,2478	x_{35} : 0,5576	x_{42} : 0,5071	x_{49} : 0,526

Tableau récapitulatif des moments pour $P = 1^t$

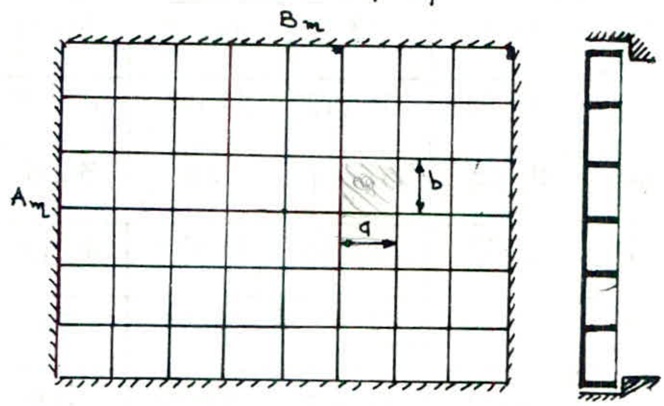
Noueds	1	8-2	15-3	22-4	29-5	36-6	43-7
Poutre $a_1=b_1$	1,911	3.072	3.853	4.392	4.735	4.937	5.013
Noeuds	2-8	9	16-10	23-11	30-12	37-13	44-14
Poutre $a_2=b_2$	3.466	5,816	7,418	8.516	9,247	9,605	9,795
Noeuds	3.15	10-16	17	24-18	31-19	38-20	45-21
Poutre $a_3=b_3$	4.66	8.065	10.478	12.138	13.230	13,957	14,41
Noeuds	4-22	11-23	18-24	25	32.26	39.27	46-28
Poutre $a_4=b_4$	5.55	9,783	12,892	15,080	16.499	17,178	17,982
Noeuds	5-29	12.30	19.31	26.32	33	40.34	47-35
Poutre $a_5=b_5$	15,23	11,010	14,650	17,260	19,00	20,11	20,131
Noueds	6-36	13-37	20.38	27-39	34-40	41	48.42
Poutre $a_6=b_6$	6,675	11,987	16,066	19,05	21,04	22,194	22,589
Noueds	7-43	14-44	21-45	28-46	35-47	42-48	49,00
Poutre $a_7=b_7$	6,679	11.99	16.071	19.052	21,044	22,199	22,593

METHODE APPRROCHEÉ

Principe de la Méthode

Elle permet d'évaluer rapidement les efforts sollicitants les éléments d'un plancher à poutres croisées.
Cette méthode est basée sur les deux hypothèses suivantes :

1. pour les deux poutres médianes A_m et B_m, la charge q/m^2 appliquée au plancher se répartit selon la relation $q = q_a + q_b$.
2. Les mom^t fléchissants sont proportionnels aux flèches.



Soit q : charge par m^2 obtenue en faisant la descente de charge pour le plancher cette charge se répartit suivant les directions A et B en q_a et q_b telle que l'on ait :

$$\boxed{q = q_a + q_b} \qquad (1)$$

Considérons les deux poutres médianes a_7 et b_7 ; si l'on suppose qu'elles sont simplem^t appuyées leurs flèches au milieu de leurs travées sont :

$$f_{a_7} = \frac{5 q_a l_a^4 b}{384 EI_a} \quad \text{et} \quad f_{b_7} = \frac{5 q_b l_b^4 a}{384 EI_b} \qquad (2)$$

au droit de leur croisement, les poutres a_7 et b_7 sont solidaires, leurs flèches f_{a_7} et f_{b_7} sont égales :

$$f_{a_7} = f_{b_7} \quad \Rightarrow \quad \frac{q_a l_a^4 b}{EI_a} = \frac{q_b l_b^4 a}{EI_b} \qquad (3)$$

Les deux poutres sont identiques c.à dire $bEI_b = aEI_a$

$$③ \Rightarrow q_a l_a^4 = q_b l_b^4$$

En tenant de la relation (1) on aboutit à : $q_a l_a^4 = (q - q_a) l_b^4$ (4)
d'où :

$$\boxed{q_a = \frac{l_b^4 \, q}{l_a^4 + l_b^4}} \quad \text{et} \quad \boxed{q_b = \frac{l_a^4 \, q}{l_a^4 + l_b^4}}$$

Les moments fléchissants maximums pour ces deux poutres médianes sont :

$$M_{a_7} = \frac{1}{8} q_a \, b \, l_a^2 \qquad M_{b_7} = \frac{1}{8} q_b \, a \, l_b^2$$

Les flèches pour les poutres $a_1, a_2, \dots a_i$ et $b_1, b_2 \dots b_i$ sont respectivement :

$$f_{a_1}, f_{a_2}, \dots f_{a_i}, f_{b_1}, f_{b_2}, \dots f_{b_i}$$

De la relation de proportionnalité qui existe entre flèches et moments fléchissants, on détermine la charge par m² qui revient à chaque poutre :

$$M_{a_1} = \frac{f_{a_1}}{f_{a_7}} M_{a_7} \Rightarrow q_{a_1} = \frac{f_{a_1}}{f_{a_7}} q_a$$

Les mom^t fléchissants maximums et efforts tranchants seront calculés par la RDM.
Pour déterminer la charge relative par ml relative à chaque poutre, on fait le produit de la charge par m² par la largeur de bande qui revient à chaque poutre.

Poutre a_i : $q'_{a_i} = b \, q_{a_i} = \frac{f_{a_i}}{f_{a_7}} b \, q_{a_i}$

Poutre b_i : $q'_{b_i} = a \, q_{b_i}$

Les poutres sont considérées comme simplement appuyées, la flèche à la distance x_a de l'appui aura pour expression en posant :

$$\frac{x_a}{l_a} = \theta_a \quad \text{et} \quad \frac{x_b}{l_b} = \theta_b$$

$$f_a = \frac{q_a l_a^4 b}{24 EI} \left(\theta_a - 2\theta_a^3 + \theta_a^4 \right)$$

Pour la poutre médiane a_7 : $\frac{x_a}{l_a} = \frac{1}{2}$ $\qquad f_{a_7} = \frac{5 q_a l_a^4 b}{384 EI}$

* Calcul des moments fléchissants maximums dans le réseau des poutres croisées selon la méthode approchée.

espacement des poutres $a = b = 1{,}50\,m$

. charge relative aux poutres médianes : $l_a = l_b = 21{,}00\,m$ pour $q = 1\,t/m^2$

Poutre a_7 : $q_{a_7} = \dfrac{l_b^4\, q}{(l_a^4 + l_b^4)} = \dfrac{\overline{21}^4 \times 1}{(\overline{21}^4 + \overline{21}^4)} = 0{,}5\,t/m^2$

Poutre b_7 : $q_{b_7} = \dfrac{l_a^4}{(l_a^4 + l_b^4)}\, q = 0{,}5\,t/m^2$

- Determination des rapports des flèches

$$\frac{W_{a_7}}{W_{a_7}} = \frac{W_{bi}}{W_{b_7}} = \frac{q_a l_a^4 b}{24EI}(\theta_a - 2\theta_a^3 + \theta_a^4) \times \frac{384EI}{5 q_a l_a^4 b} = \frac{16}{5}(\theta_a - 2\theta_a^3 + \theta_a^4)$$

* charge relative à chaque poutre par ml $\quad q'_{bi} = q'_{ai} = \dfrac{W_{ai}}{W_{a5}}\, a\, q_{a_7}$

. $X = 1{,}5 \quad \theta = \frac{1{,}5}{21} = 0{,}0714 \rightarrow \frac{W_{a_1}}{W_{a_7}} = \frac{W_{b_1}}{W_{b_7}} = 0{,}225 \rightarrow q'_{a_1} = q'_{b_1} = 0{,}168\,t/ml$

. $X = 3 \quad , \theta = \frac{3}{21} = 0{,}142 \rightarrow \frac{W_{a_2}}{W_{a_7}} = \frac{W_{b_2}}{W_{b_7}} = 0{,}439 \rightarrow q'_{a_2} = q'_{b_2} = 0{,}329\,t/ml$

. $X = 4{,}5\,m \; ; \theta = 0{,}214 \rightarrow \frac{W_{a_3}}{W_{a_7}} = \frac{W_{b_3}}{W_{b_7}} = 0{,}629 \rightarrow q'_{a_3} = q'_{b_3} = 0{,}472\,t/ml$

. $X = 6\,m \; ; \theta = 0{,}285 \rightarrow \frac{W_{a_4}}{W_{a_7}} = \frac{W_{b_4}}{W_{b_7}} = 0{,}784 \rightarrow q'_{a_4} = q'_{b_4} = 0{,}588\,t/ml$

. $X = 7{,}5\,m \; ; \theta = 0{,}428 \rightarrow \frac{W_{a_5}}{W_{b_7}} = \frac{W_{b_5}}{W_{b_7}} = 0{,}918 \rightarrow q'_{a_5} = q'_{b_5} = 0{,}688\,t/ml$

. $X = 9\,m \; ; \theta = 0{,}428 \rightarrow \frac{W_{a_6}}{W_{a_7}} = \frac{W_{b_6}}{W_{b_7}} = 0{,}975 \rightarrow q'_{a_6} = q'_{b_6} = 0{,}731\,t/ml$

. $X = 10{,}5\,m, \quad \theta = 0{,}5 \rightarrow \frac{W_{a_7}}{W_{a_7}} = \frac{W_{b_7}}{W_{b_7}} = 1 \rightarrow q'_{a_7} = q'_{b_7} = 0{,}75\,t/ml$

- Moments fléchissants maximums : pour $q = 1{,}239\,t/m^2$

Poutres a_i ; b_i / Moments $M_{ai} = M_{bi}$	1	2	3	4	5	6	7
$M_{ai} = M_{bi}$ [Méth. approch]	11,47	22,47	32,24	40,16	47,02	49,97	51,22
Méthode exacte $M'_{ai} = M'_{bi}$	13,98	27,298	40,975	49,97	56,105	62,95	62,98
rapport $r_i = \frac{M_{ai}}{M'_{ai}}$	1,21	1,21	1,27	1,24	1,19	1,25	1,22

- Conclusion : Les moments trouvés par la méthode approchée sont inferieurs aux moments obtenus par la théorie des poutres croisées, mais le rapport n'est pas très grand, donc la méthode approchée peut servir pour le prédimensionnement des poutres croisées.

. CALCUL du Ferraillage

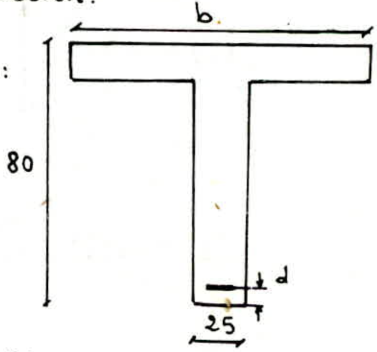
Le Ferraillage est déterminé par la Méthode exacte (Théorie des Poutres croisées)

. Prédimensionnement des poutres : Méthode approchée.

_ Poutre a_i :

Dimension : $h_t = 80\,cm$, $b_0 = 25\,cm$, $h_0 = 7{,}0\,cm$; $d = 8\,cm$

. Determination de La largeur (b) de compression :



La largeur b de compression est limitée à :

1. $b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{125}{2} = 62{,}5\,cm$
2. $b_1 \leq \frac{L}{10} = 206\,cm$
3. $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$ (condition de cisaillement)

$\rightarrow 42^{cm} \leq b_1 \leq 56^{cm}$

on prend $b_1 = 47{,}5\,cm \longrightarrow b = b_0 + 2b_1 = 25 + 2.47{,}5 \rightarrow b = 120\,cm$

- Poutre b_i :

Dimension : $h_t = 80\,cm$, $b_0 = 25\,cm$, $h_0 = 7{,}0\,cm$, $d = 8\,cm$

Descente de charges

.Poids par m^2 du Reseau de poutres croisées

13 Poutres a_i : $13 \,.\, 0{,}73 \,.\, 0{,}25 \,.\, 21 \,.\, 2500 = 124556{,}25$

13 Poutres b_i : " " " $= 124556{,}25$

tot : 249112,5 Kg

Poids par m^2 : $\frac{249112{,}5}{21^2} = 564{,}88\ Kg/m^2$

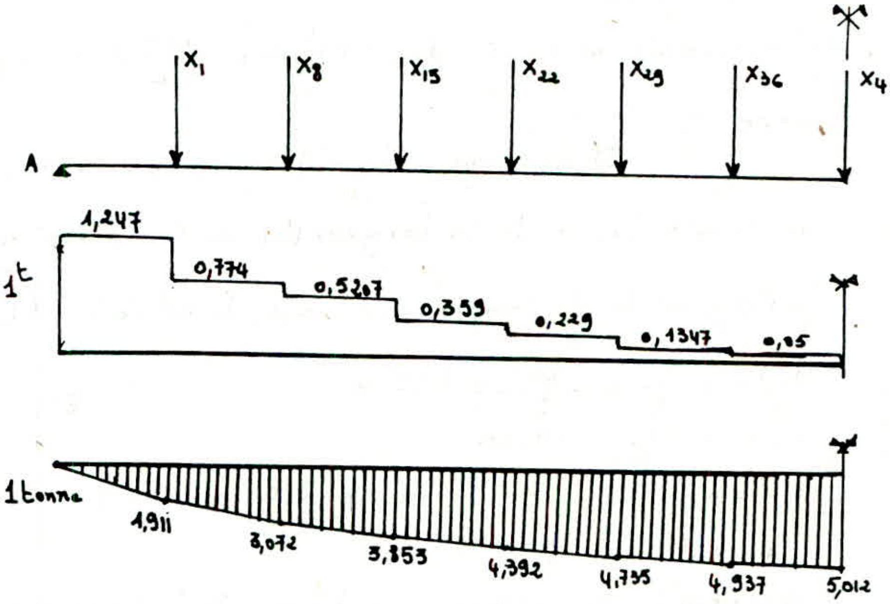
. Soit :

- Gravillons + étancheité + liège + Forme de pente	322 Kg/m^2
- Plafond suspendu ($30\,Kg/m^2$) + platre ($2\,cm$)	58 Kg/m^2
- Dalle (7 cm)	175 Kg/cm^2
- Réseau de poutres croisées	564,5 Kg/m^2
- surcharge d'exploitation $1{,}2 \times 100$	120 Kg/m^2
	total : 1239,8 Kg/m^2

$Q = 1239{,}8\ Kg/m^2 \rightarrow P = QS = 1239{,}8\ \overline{1{,}5}^2 = 2{,}78$ tonne.

. Ferraillage Le calcul des sections d'Aciers pour chaque poutre du réseau se fait à partir du moment maximum.

α/ Poutre (a_1) :

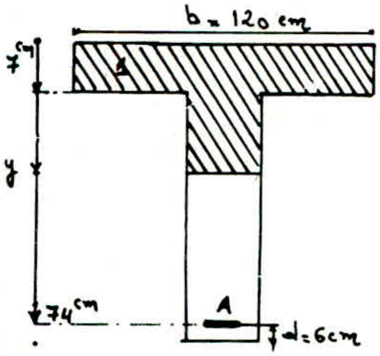


. Tableau donnant les moments aux différents nœuds de la poutre et efforts tranchants entre les nœuds pour P = 2,78 tonne.

Poutre a_1	Noeud	1	8	15	22	29	36	43
	M(t.m)	5.325	8,561	10,74	12.24	13,196	13,76	13,97
	T(t)	A à 1	1- 8	8 - 15	15-22	22- 29	29- 36	36 - 43
		3, 551	2,158	1,451	1	0,638	0,375	0, 139

. Calcul des armatures :

Mom^t en travée : $M_t^{max} = 13,97$ t.m.



. $M_T = K_T\, b h_0^2$ avec $K_T = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{2n}\ \dfrac{h - h_0/3}{h - h_0}$

$M_T = 99,85 \times 120 . \bar{7}^2 = 587023,95$ kg. cm $< M_t^{ext}$

l'axe neutre tombe ds la nervure.

. On procède par itérations

1ère approximation à partir de : $\bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm² ; $\bar{\sigma}'_b = 35$ kg/cm²

L'axe neutre est : $y = \alpha h$ avec $\alpha = \dfrac{n\sigma_b'}{\sigma_a + n\sigma_b'}$ soit $\alpha = \dfrac{15.35}{2800 + 15.35} = 0,157$

donc $y = 0,157 . 74 = 11,68 cm > h_0 = 7 cm$; le calcul se fait par différence des deux sections rectangulaires ① et ②.

Section ① : $b_1 = 120$, $h_1 = 74$ cm , $\sigma_{b_1}' = 35 kg/cm^2$, $\alpha_1 = 0,157$

$\gamma_1 = 1 - \dfrac{\alpha_1}{3} = 0,947$; $M_{rb_1} = \dfrac{1}{2}\sigma_{b_1}' \alpha_1 \gamma_1 b_1 h_1^2 = \dfrac{1}{2} 35 . 0,157 . 0,947 \, 120 \, \overline{74}^2 = 17,09 t.m$

$A_1 = \dfrac{M_{rb_1}}{\gamma_1 h_1 \bar\sigma_a} = \dfrac{17,09 \, 10^5}{0,947 . 74 . 2800} = 8,71 cm^2$

Section ② : $b_2 = 95$ cm ; $h_2 = 67$ cm ; $\sigma_{b_2}' = \sigma_{b_1}' \dfrac{x - h_0}{y} = 35 \dfrac{11,68 - 7}{11,68} = 14,02$

$\alpha_2 = \dfrac{n\sigma_{b_2}'}{n\sigma_{b_2}' + \bar\sigma_a} = 0,069 \rightarrow \gamma_2 = 0,976$; $M_{rb_2} = 2,013$ t.m

$A_2 = \dfrac{M_{rb_2}}{\gamma_2 h_2 \bar\sigma_a} = 1,09 cm^2$

au total $M_{rb} = M_{rb_1} - M_{rb_2} = 15,07 t.m \simeq M^{ext} = 13,97 t.m$ on s'arrête à ce niveau.

On retient : $A = (A_1 - A_2) \dfrac{M}{M_{rb}} = (8,71 - 1,09) . \dfrac{13,97}{15,07} = 7,06 cm^2$

on adoptera : 4T16 ($8,04 cm^2$)

- Vérification diverses

• Contraintes

- équation de l'axe neutre : $\frac{1}{2} b_0 y^2 + (b - b_0)(y - \frac{h_0}{2}) h_0 + nA(y - h) = 0$

$\rightarrow 12,5 y^2 + 785,6 y - 11251,9 = 0$ $y = 12,02$ cm

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{M}{K} = \frac{1}{2} b y^3 - \frac{1}{3}(b - b_0)(y - h_0)^3 + nA(y - h)^2$$

$$I = \frac{1}{3} 120 \, \overline{12,02}^3 - \frac{1}{3} 95 (12,02 - 7)^3 + 15 \times 8,04 (12,02 - 74)^2 \rightarrow I = 5,28 \, 10^5 cm^4$$

- bras de levier

$$z = \frac{I}{S_0} \quad \begin{cases} I : \text{mom}^t \text{ d'inertie} \\ S_0 : \text{moment statique / à l'axe neutre} \end{cases}$$

$S_0 = nA(h - y) = 15 \times 8,04 (74 - 12,02) = 7474,78 cm^3 \rightarrow z = 70,63 cm$.

- Contrainte du béton : $\sigma'_b = \frac{M}{I} y = \frac{13,97}{5,28} 12,02 = 31,8 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de l'Acier : $\sigma_a = n \frac{M}{I}(h-x) = 15 . \frac{13,97}{5,28}(74-12,02) = 2459,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

- Contrainte moyenne du béton :

$$\sigma'_m = \frac{F}{bh_0 + b_0(y-h_0)} \qquad \text{avec } F = \frac{M}{z} = \frac{13,97\,10^5}{70,63} = 19,7^t$$

d'où $\sigma'_m = \frac{19,779\;10^3}{120 \times 7 + 25(11,57-7)} = 20,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

(Vérifiée)

- limitation de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{8,04}{2 \times 6 \times 25} = 0,0268 \rightarrow \sigma_a = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \frac{2}{3}\sigma_{en} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = \frac{1,5\,10^6 \times 1,6}{16} \frac{0,0268}{1+0,268} = 3170,3 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{K\eta\,\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4\sqrt{\frac{1,5.10^6 .1,6\; 5,9}{16}} = 2258 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ pas de risque de fissuration.

- Calcul de la flèche La flèche sera maximale au nœud (43), D'après la relation ① :

$$y_{43} = (a_{7.1} + a_{7.13})X_1 + (a_{7.2} + a_{7.12})X_8 + (a_{7.3} + a_{7.11})X_{15} + (a_{7.4} + a_{7.10})X_{22}$$
$$+ (a_{7.5} + a_{7.9})X_{29} + (a_{7.6} + a_{7.8})X_{36} + a_{7.7}X_{43}$$

$y_{43} = 424,45\;10^3$ ($946,061 \times 10^3$)

- flèche sous charge de faible durée

$V_{43} = K' y_{43}$ avec $K' = \frac{L^3}{6E_i I_{fi}}$, $L = a = b = 1,50$ m)

$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu}$ $\qquad I_t$: moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

Détermination de I_t

Position du centre de gravité : $y_G = \frac{(b-b_0)h_0(h_t - h_0/2) + b_0\frac{h_t^2}{2} + d\,n\,A}{(b-b_0)h_0 + b_0 h_t + n\,A} = 47,24 \text{cm}$

y_G : compté à partir du bas de la poutre.

Connaissant y_G on trouve $I_t = 1,94\;10^6 \text{ cm}^4$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\tilde{\omega}} = \frac{5,9}{72\left(2+3.\frac{25}{120}\right)\frac{8,04}{25\times 74}} = 7,18$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\tilde{\omega}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5.5,9}{4\times 0,0043\times 2800 + 3\times 5,9} = 0,552$$

$E_i = 21000\sqrt{\sigma'_j}$ avec $\sigma'_j = 1,2\,\sigma'_{28} \Rightarrow E_i = 378.10^3\ \mathrm{Kg/cm^2}$

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 3,9\ 10^5\ \mathrm{cm^4}$$

d'où $$V_{43}^{(i)} = \frac{L^3}{6E_iI_{fi}}\,y_{43} = \frac{150^3}{6.378\,10^3\ 3,9\,10^5}.424,45\times 2,78\,10^3 = 4,51\ \mathrm{cm}$$

* flèche sous charge de Longue durée: $V_{43}^{\infty} = \dfrac{L^3}{6E_vI_{fv}}\,y_{43}$

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1+\lambda_v\mu}\ ;\ \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\tilde{\omega}}$$

$\lambda_v = 2,90$
$\mu = 0,552$ $\longrightarrow I_{fv} = 7,45\ 10^5\ \mathrm{cm^4}$; $E_v = \dfrac{E_i}{3} = 126\ 10^3\ \mathrm{Kg/cm^2}$

. charge permanente : $Q_G = 1,119\ \mathrm{t/m^2} \Rightarrow P = Q.S = 1,119\times 1,5^2 = 2,51\ \mathrm{t}$

$\Rightarrow y_{43} = 424,4\times 2,51\ 10^3 = 1,065\,10^6 \Rightarrow V_{43}^{\infty} = \dfrac{150^3}{6.1,26\,10^5\ 7,45\,10^5}.1,065\,10^6 = 6,33\ \mathrm{cm}$

$$\Delta f = V_{43}^{\infty} - V_{43}^{i} = 6,33 - 4,51 = 1,81\ \mathrm{cm} < \bar{f}_a = 0,5 + \frac{l}{1000} = 2,6\ \mathrm{cm}$$

(Verifiée)

Tableau récapitulatif du Ferraillage

Poutres	M(t.m)	A_c (cm²)	A adoptée	Ø
a_1	13,97	7,51	8,04	4T16
a_2	27,30	14,74	15,64	4T20 + 2T14
a_3	40,132	22,89	23,65	4T25 + 2T16
a_4	49,973	28,74	29,45	6T25
a_5	56,105	32,35	33,47	6T25 + 2T16
a_6	62,95	36,	39,26	8T25
a_7	62,98	36,95	39,26	8T25

Poutres bi: Ces poutres sont Identiques aux poutres ai, Elles supportent les mêmes charges que (ai) et sont soumis à des efforts égaux à ceux des poutres (ai). La différence réside dans la disposition aciers tendus c'est à dire la différence de grandeur des bras de Levier Z.
les poutres bi sont moins légerement armées que les poutres ai nous adopterons les mêmes sections d'Aciers.

ÉTUDE COMPARATIVE

- Pour le calcul des sections (coffrage - Ferraillage) deux méthodes ont été prévués:
  - Méthode approchée : pour la détermination du coffrage.
  - Méthode exacte : pour la détermination du Ferraillage.

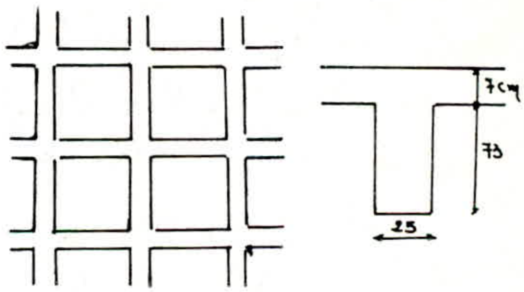
La comparaison sera faite entre les deux types de planchers en Béton-armé à poutres croisées.

- 1er type : plancher a = b = 1,5 m à poutres croisées appuyées simplement le ferraillage à été fait précedement.
- 2è type : Plancher a = b = 5,25 m, étant donné que les poutres font partie des portiques, le ferraillage à été fait après établissement des combinaisons des efforts dûs aux charges verticales et horizontales.

Mètré:

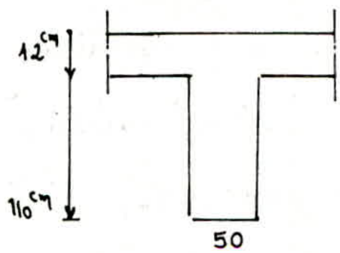
*** Solution "I" a = b = 1,5 m**

- Volume total du béton : 145,87 m³
- Poids d'Acier pour tout le plancher : 5,58 t
- Coffrage : 617,4 m²



*** Solution "II" a = b = 5,25 m**

- Volume total du béton : 119,82 m³ 0,27 m³/m²
- Poids d'Acier . . . . 3,815 t
- Coffrage . . . . 301,06 m²



CONCLUSION :

- La solution "II" [Plancher a = b = 5,25 m] est plus avantageuse, que la solution "I", du pt de vue Coffrage - Ferraillage (Métré).

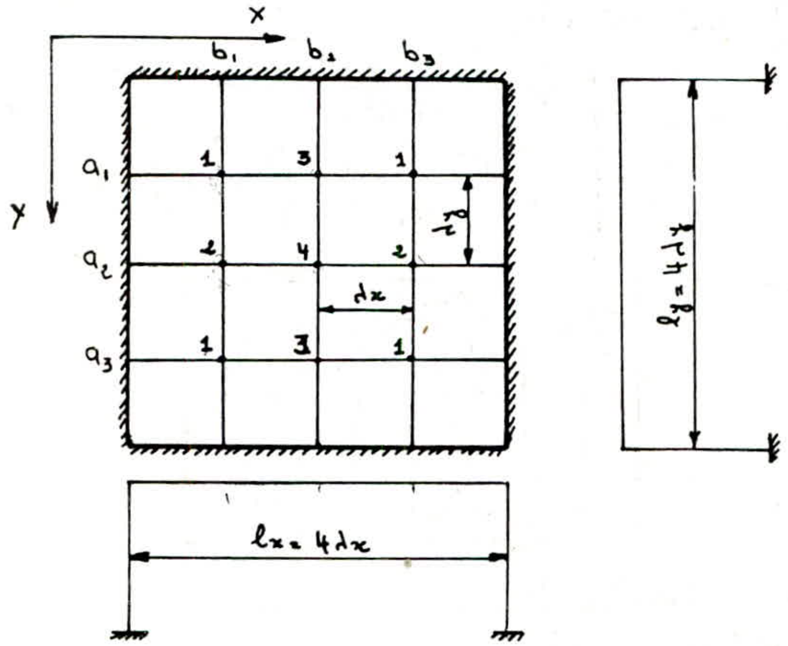
- Le plancher a = b = 1,50 m donne un ensemble plus rigide ; mais plus coûteux et plus long à construire, il demande une main d'oeuvre spécialisée particulièrement au niveau ~~des~~ Coffrages et des Ferraillages (croisement des poutres).

Malgré l'avantage de ce plancher du point de vue esthetique il présente
- un coffrage laborieux
- une surface de toute la salle encombrée par l'étaiage jusqu'à décoffrage définitif.

Ces facteurs rendent le 2e type de plancher soit a = b = 5,25 m plus avantageux.
D'autre part du point de vue Comportement simple, le plancher II présente plus d'avantage vis a vis des efforts horizontaux (en particulier le seïsme) étant donné que ces efforts sont répartis pour un ensemble de portiques, favorisant le Comportement de la structure, tandis que la solution "I" (plancher a = b = 1,5 m) nous offre seulement deux portiques de rive.

- Cette Comparaison qui à été faite au niveau du plancher de la Construction ~~nous~~ a donné une idée sur le choix de la structure, d'où on adopte la deuxième solution

÷ PLANCHER $\lambda_x = \lambda_y = 5.25^m$ ÷



. Ce plancher est constitué d'un hourdis, et de poutres ds les deux sens régulièrement espacées (5,25 m entre axes des poteaux).

. **Hypothèses** :

- Les poutres (a_j) et (b_i) sont supposées encastrées.
- Le produit EI est constant.
- L'espacement entre les noeuds de croisement des poutres ds les deux sens st constant $\lambda x = \lambda y = 5.25$ m

- Système d'équation :

. La détermination des efforts X_i, Y_i, se fait par la méthode exacte (théorie des poutres croissées). Le plancher est symétrique dans les deux sens, l'équation ⑥ s'écrit uniquement pour les noeuds situés dans un quart de la surface du plancher.

On écrit l'équation ⑥ pour les noeuds 1, 2, 3 et 4 on obtient :

Noeud (1) : $2(a_{11}+a_{13})X_1 + a_{12}X_2 + a_{12}X_3 = (a_{11}+a_{12}+a_{13})P$

Noeud (2) : $(a_{12}+a_{23})X_1 + (a_{11}+a_{13}+a_{22})X_2 + a_{12}X_4 = (a_{21}+a_{22}+a_{23})P$

Noeud (3) : $(a_{21}+a_{23})X_1 + (a_{22}+a_{11}+a_{13})X_3 + a_{12}X_4 = (a_{11}+a_{12}+a_{13})P$

Noeud (4) : $(a_{21}+a_{23})X_2 + (a_{23}+a_{21})X_3 + 2a_{22}X_4 = (a_{21}+a_{22}+a_{23})P$

. Détermination des Coefficients d'influence

Les Poutres sont supposées encastrées, les Coefficients d'influences sont donnés par la formule suivante :

$$a_{ik} = \begin{cases} \dfrac{1}{k}\,\dfrac{j^2(n+1-k)^2}{(m+1)^3}\Big((3k-j)(n+1)-2jk\Big) & \text{si } j \leq k \\[2ex] \dfrac{1}{k}\,\dfrac{k^2(n+1-k)^2}{(n+1)^3}\Big((3j-k)(n+1)-2jk\Big) & \text{si } j \geq k \end{cases}$$

• Valeurs des a_{ik}

n = 3			
i \ K	1	2	3
1	0,8437	1	0.406
2	1	2	1
3	0.406	1	0.8437

En remplaçant les Coefficients d'influence par leurs Valeurs numériques on o aboutit aux équations suivantes :

$$\left|\begin{array}{l} 2{,}499\,X_1 + X_2 + X_3 = 2{,}25P \\ 2\,X_1 + 3{,}249\,X_2 + X_4 = 4P \\ 2\,X_2 + 3{,}249\,X_3 + X_4 = 2{,}25P \\ 2\,X_2 + 2\,X_3 + 4\,X_4 = 4P \end{array}\right. \xRightarrow{\text{solution}} \left[\begin{array}{l} X_1 = 0{,}500\,P \\ X_2 = 0{,}766\,P \\ X_3 = 0{,}234\,P \\ X_4 = 0{,}500\,P \end{array}\right.$$

Déscente de charge :

Poids par m² du Reseau de poutres Croisées :

3 poutres (a_i) = 3 x 0,98 x 0,50 x 21 x 2500 = 77175

3 poutres (b_i) = 3 x 0,98 x 0,50 x 21 x 2500 = 77175

154350 Kg

Pds par m² : 350 Kg/m²

soit :
- . Dalle (12 cm) : 300 Kg/m²
- . forme de pente, Complexe d'étancheite.... ect ... 380 Kg/m²
- . Réseau de poutres Croisées ; 350 Kg/m²
- . Surcharge 1,2 x 100 120 Kg/m²

Q = 1150 Kg/m²

CHARGES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales se fait par la méthode de Cross.

Exposé de la Méthode : La méthode de Cross consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par les noeuds à la barre si celle-ci était parfaitement encastrée et à déterminer quelles corrections il faut apporter à ce moment pour obtenir le moment réel.
pour la méthode il est nécessaire de faire une distinction fondamentale entre des structures dont les noeuds subissent un déplacemt et les noeuds qui ne subissent pas de déplacement.

a/ systèmes à noeuds fixes ($\Delta = 0$)

Ordre de calcul

1. Calcul des raideurs des barres.
2. calcul des coefficients de répartition $C_{ij} = \dfrac{R_{ij}}{\sum R_{ij}}$.
3. Calcul des moments d'encastrement parfaits M_{ij}.
4. répartition et transmission des moments d'après le tableau ci-après.

b/ systèmes à noeuds déplaçables ($\Delta \neq 0$)

ETape de Résolution :

1°) supposons d'abord que les noeuds ne subissent pas déplacement d'où on calcul M, ainsi que les efforts tranchants (T)
$T = \sum$ efforts tranchants agissant au niveau considéré

2°) supprimons les charges extérieures et donnant à notre système un déplacement arbitraire (Δ) par rapport au niveau considéré
Les moments dus à ce déplacement sont donnés par

$M_{AB} = M_{BA} = \dfrac{6EI}{\ell^2}\Delta$  ; $M_{BA} = \dfrac{3EI}{\ell^2}\Delta$ 

soit un coefficient $K\Delta$ le déplacement réel d'un étape

$H = \sum$ Forces horizontales agissant au dessus du niveau considéré

$$H + T + KT^{\delta} = 0$$

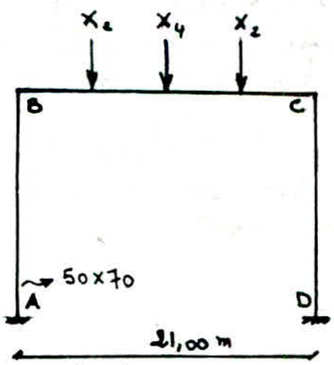
d'où le moment final est :

$$M_d = M_{\text{noeud fixe}} + K\,M_{\text{noeud déplaçable}}$$

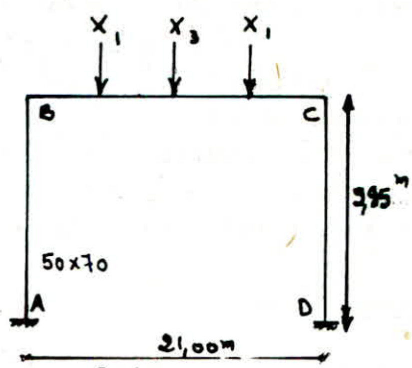
Portiques du BLoc A (Plancher terrasse)

Le calcul des efforts dans ces portiques a été fait avec la méthode de Cross exposée ci-dessus :

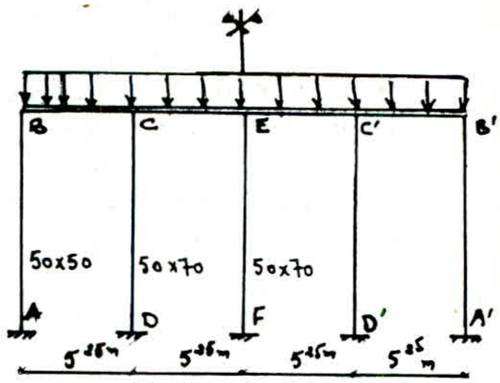
Schéma des portiques



Portique (3)



Portique (2)



Portique (1)

$X_2^G = 0,766\ Q.S$

$X_4^G = 0,500\ Q.S$

$X_1^G = 0,500\ Q.S$

$X_3^G = 0,234 . Q S$

$q_G = 2,132\ t/ml$

$q_P = 0,27\ t/ml$

• Moments sous G (charge permanente) et P (surcharges).

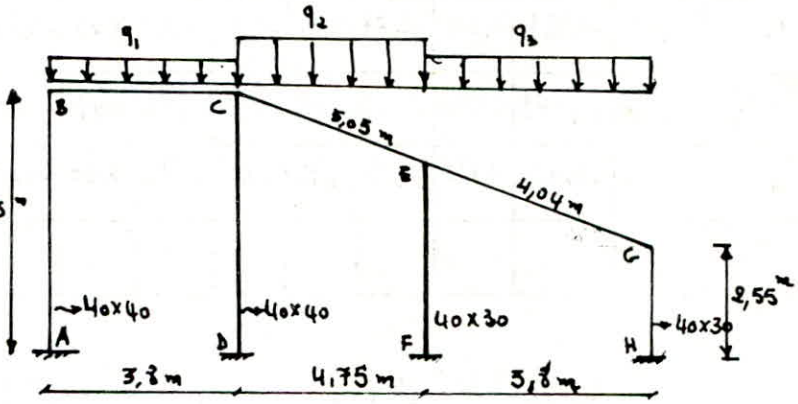
Portique (1)		AB	BA	BC	CB	CD	DC	CE	EC	EF
	G	-1,11	-2,23	2,23	-6,02	0,841	0,419	5,17	-4,75	0
	P	-0,140	-0,281	0,282	-0,762	0,1064	0,053	0,655	-0,602	0

Portique (2)		AB	BA	BC	CB	CD	DC
	G	-19,43	-38,87	38,9	38,9	38,9	+19,43
	P	-1,87	-3,70	3,70	-3,7	3,7	1,87

Portique (3)		AB	BA	BC	CB	CD	DC
	G	-33,32	-66,65	66,65	-66,65	66,65	33,32
	P	-3,10	-6,21	6,21	-6,21	6,21	3,10

* Portiques du BLOC (B) PLancher gradin

a/ Portique Longitudinal



charge Permanente :

$q_{1G} = 1,25 t/ml$
$q_{2G} = 2,85 t/ml$
$q_{3G} = 1,52 t/ml$

. Surcharges

$q_{1P} = q_{3P} = 0,713 t/ml$
$q_{2P} = 1,48 t/ml.$

- La détermination des efforts de ce portique se fait par la méthode de Cross à nœuds déplaçables.

. Calcul sous G

α- Raideur des barres :

$R_{AB} = \frac{I}{h} = \frac{\overline{40}^4}{12.565} = 377,581$; $R_{BC} = 421,05$; $R_{CD} = 377,58$; $R_{CE} = 316,83$

$R_{EF} = 252,1$; $R_{EG} = 396,04$; $R_{GH} = 352,94$

β- Calcul des coefficients de répartition :

$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} = \frac{377,581}{377,581 + 421,05} = 0,4727$, $C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BC} + R_{CD}}$;

$C_{CD} = \frac{R_{CD}}{R_{CD} + R_{CB} + R_{CE}}$; . . . . . .

A.N $C_{BA} = 0,4727$; $C_{BC} = 0,527$; $C_{CB} = 0,370$; $C_{CD} = 0,3325$; $C_{CE} = 0,284$

$C_{EC} = 0,333$; $C_{EG} = 0,410$; $C_{GH} = 0,456$; $C_{EF} = 0,249$

γ- Moments d'encastrements parfaits :

$M_{BC} = \frac{q_1 l^2}{12} = \frac{1,25\ \overline{3,8}^2}{12} = +1,50 t.m$; $M_{CB} = -1,50 t.m$; $M_{CE} = -M_{EC} = 5,358 t.m$

$M_{EG} = -M_{GE} = 1,829 t.m.$

N.B : La détermination des efforts de ce portique est faite ds L'Annexe.

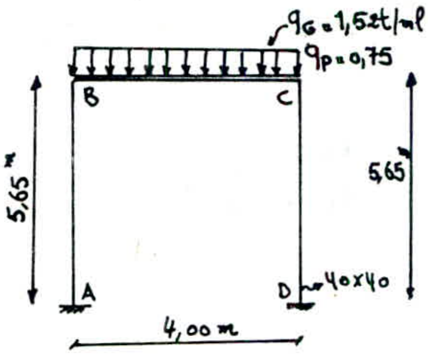
. Résultats :

	A	B		C			D	E		F		G		H
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	EG	EC	EF	FE	GE	GH	HG
M_0 (t.m)	-0,169	-0,337	0,329	-3,28	4,72	-1,404	-0,702	3,73	-4,69	0,97	0,488	-0,46	0,462	0,312
$K M_1^\delta$	-0,08	-0,063	0,059	0,049	0,05	-0,076	-0,09	0,07	0,02	-0,09	-0,1	0,124	-0,126	-0,175
M_d	-0,255	-0,40	0,388	-3,231	4,75	-1,48	-0,79	3,80	-4,67	0,879	0,388	-0,336	0,336	0,137

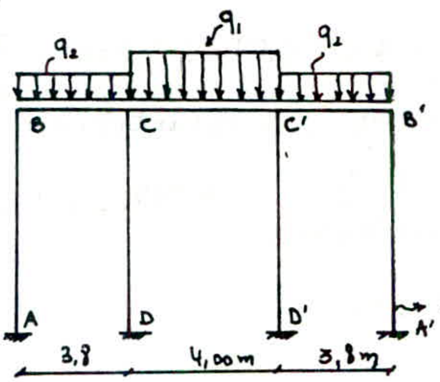
* Pour les surcharges d'exploitations (P) on procède de la même manière que précedement d'où les résultats sont les suivants :

	A	B		C			D	E			F	G		H
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	EG	EC	EF	FE	GE	GH	HG
M (t.m)	-0,108	-0,2167	0,2167	-1,776	-0,719	2,49	-0,3591	1,8596	-2,392	1,359	0,5325	0,266	-0,188	0,188

b/* Portiques transversals :



Portique (1)

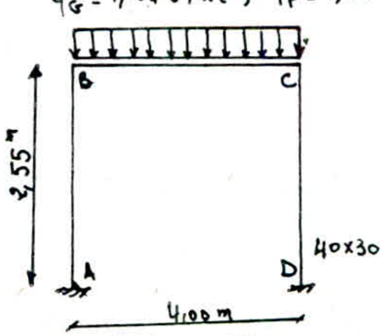


Portique (2-2)

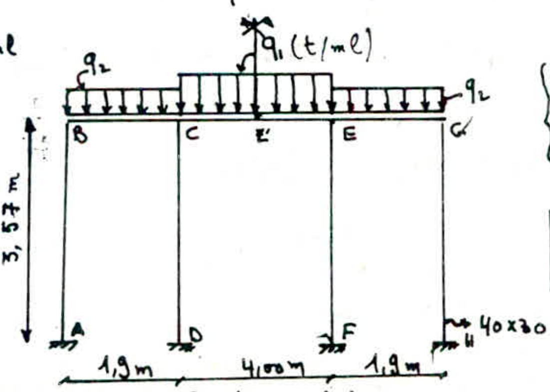
$$\begin{cases} q_{1G} = 2,1 \text{ t/ml} \\ q_{2G} = 1,52 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{1p} = 1 \text{ t/ml} \\ q_{2p} = 0,75 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$q_G = 1,64$ t/ml , $q_p = 0,95$ t/ml



Portique (4)



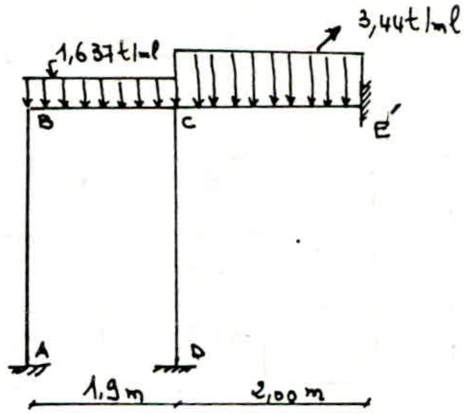
Portique (3)

$$\begin{cases} q_{1G} = 3,44 \text{ t/ml} \\ q_{2G} = 1,637 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{1p} = 2 \text{ t/ml} \\ q_{2p} = 0,950 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- Portique (3.3)

Le système est équivalent à ce système:



* raideur des barres

$- R_{AB} = \frac{I_{AB}}{h_{AB}} = \frac{40^3 \times 30}{12 \times 3,57\,10^2} = 426,66$

$- R_{BC} = 841,1 \quad ; \quad R_{CD} = 426,66$

$- R_{CE'} = \frac{1}{2} R_{CE} = \frac{1}{2}\, 400 = 200$

* coefficients de répartition

$C_{BA} = 0,336 \quad ; \quad C_{BC} = 0,66 \quad ; \quad C_{CB} = 0,573 \quad ; \quad C_{CD} = 0,290 \quad ; \quad C_{CE} = 0,236$

* Moment d'encastrement parfait $\quad M_{BC} = \frac{q_1 \ell^2}{12} = 0,493t.m \quad ; \quad M_{CE'} = \frac{q_2 \ell_2^2}{12} = 4,58t.m$

* Tableau de Cross

	A	B		C			D
barres	AB	BA	BC	CB	CE'	CD	DC
C_{ij}	—	0,336	0,66	0,573	0,136	0,26	—
m_{ij}	—	—	0,493	−0,493	4,58	—	—
C			−1,176	−2,352	−0,558	−1,19	−5,95
B	0,114	0,229	0,4507	0,2253			
C			−0,064	−0,129	−0,0306	−0,065	−0,0326
B	0,0107	0,0215	0,0422	0,021			
C			−0,006	−0,012	−0,003	−0,006	−0,003
B	0,001	0,002	0,0039	0,0019			
M(t.m)	0,124	0,26	−0,26	−2,7	4	−1,26	−0,63

· Moments sous G et P (charge permanente et surcharge)

Portique 3		AB	BA	BC	CB	CE'	CD	DC
	G	0,154	0,26	-0,26	-2,7	4	-1,261	-0,63
	P	0,073	0,146	-0,152	-1,588	2,323	-0,7326	-0,366

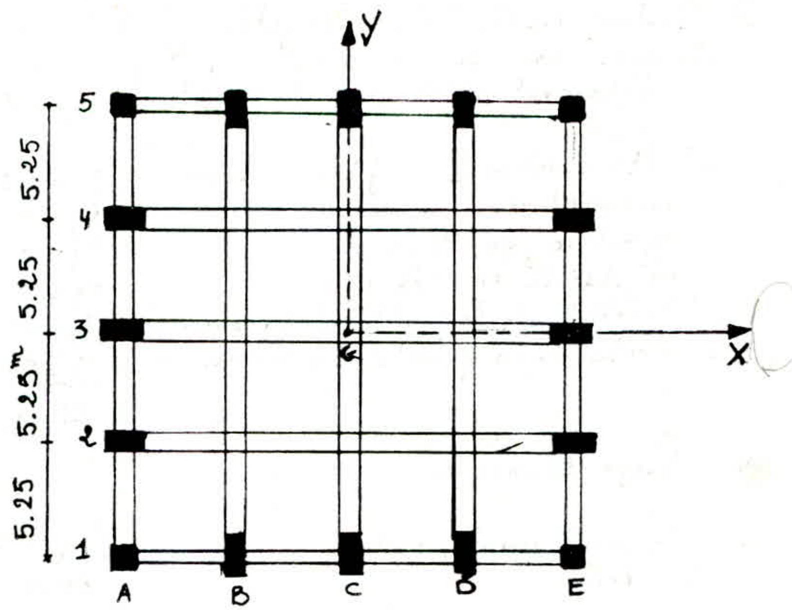
Portique 2		AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC
	G	-0,5	-0,55	0,55	-1,37	2,1	0,73	0,52
	P	-0,3	-0,27	0,27	-0,675	1	0,325	0,25

Portique 1	/	AB	BA	BC	CB	CD
	G	-1,883	-2,378	2,378	2,378	1,883
	P	-0,586	-1,172	1,172	1,172	0,586

Portique 4		AB	BA	BC	CB	CD
	G	-0,974	-1,959	1,959	-1,959	-0,974
	P	-0,48	-0,96	0,96	-0,96	-0,48

ETUDE AU SEISME

BLOC A: "Plancher terrasse"



- Évaluation de la force sismique de Calcul

Dans notre cas les Conditions d'application de la méthode statique sont vérifiés on fait un calcal statique équivalent.

la force sismique horizontale totale agissant sur la structure est :

$$V = A.D.B.Q\,W \quad \text{(art 3.1 RPA 81)}$$

- A : Coefficient d'accélération des zones, dépend du Groupe d'usage de la structure et de la zone sismique
  Groupe d'usage 1, Zone II → A = 0,25

- D : facteur d'amplification dynamique, la valeur de D sera déterminée d'aprés le type de sol, en fonction de la periode T de l'ouvrage.

  . Détermination de T : D'aprés le R.P.A, la valeur de T pour les batiments ds lesquels le système de Contreventement et une ossature autostable capable de reprendre 100% les forces horizontales, peut être déterminée par la formule:

$$T = \frac{0{,}09H}{\sqrt{L}} = 0{,}195\,s \qquad H = 9{,}95\,m \quad L = 21{,}00\,m$$

D'aprés le spectre de réponse (fig 4 RPA)

D = 2 Sol ferme

- B : facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la natu de ses contreventements.
  Portique autostable : $B = \frac{1}{4}$.

- Q : facteur de Qualité du système de contreventement, les valeurs de Q sont données par la formule : $1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$ où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non de critère de qualité q :

  - Conditions minimals des files porteuses $P_q = 0,1$
  - Surabondance en plan $P_q = 0$
  - Symetrie en plan $P_q = 0$
  - régularité en élévation $P_q = 0$
  - Contrôle de la qualité de la construction $P_q = 0,1$
  - Contrôle de la qualité des materiaux $P_q = 0,1$

  $\sum P_q = 0,3 \rightarrow Q = 1 + \sum P_q = 1,3$

- W : charge sismique

  . Dalle + revêtement + poutraisons .... $454,230^t$
  . Acrotère $13,650^t$
  . Poutres de rive $25,650^t$
  . Poteaux $64,675^t$
  . Murs de remplissage .... $63,84^t$

  $G = 622^t$

- La charge sismique est $W = G + \frac{P}{5} = 630,82^t$

- La force sismique ds les deux sens est égale : $V = 0,25 \times 2 . \frac{1}{4} . 1,3 \; 630,82$

$$\underline{V = 102,5^t}$$

CHARGES HORIZONTALES

Le calcul des efforts sous l'effet des charges horizontales, se fait par la méthode approchée de "MUTO".

_Principe de la Méthode : En premier lieu, l'effort tranchant d'étage est distribué aux différents portiques proportionnellement à leur rigidité de niveau, puis l'effort tranchant de niveau du portique est distribué à son tour aux différents poteaux composant le portique ; proportionnellement à leur rigidité corrigée. Et enfin à partir des efforts sollicitant les poteaux on déduit les contraintes dans les poteaux et les poutres.

Résumé de La Méthode:

1°/ Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres.

2°/ Calcul des coefficients $\overline{K}$

3°/ Calcul des coefficients de correction a_j des régidités des poteaux

4°/ Calcul des raideurs des poteaux corrigés $a_j K_j$

5°/ Calcul des quantité D_j ; $D_j = \sum_{i=1}^{m} a_j^{(i)} K_j^{i}$; pour chaque niveau des différents portiques transversaux ou longitudinaux.

6°) Rigidité de niveau d'un portique à l'étage "i" $R_j = \frac{12E}{h_j^2} D_j$

7°/ Calcul de la quantité $D_j = \sum D_j$

Calcul des rigidités dans les deux sens x et y : $R_{jx} = \frac{12E}{h_j^2} D_{jx}$

8°/ Détermination du centre de Torsion : (x_{cj}, y_{cj})

9°/ Calcul de la rigidité de Torsion $R_{j\theta}$ à chaque niveau

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{K} R_{jy}^{(t)}[x_j^{(t)}]^2 + \sum_{\ell=1}^{m} R_{jx}^{(\ell)}[y_j^{(\ell)}]^2$$

10°/ Calcul des efforts tranchants revenant à chaque portique, trans. et longitudinal $T_{jx}^{(\ell)} = \tau_{jx} \frac{R_{jx}^{(\ell)}}{R_{jx}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx}^{(\ell)} Y_j^{(\ell)}}{R_{j\theta}} \cdot y_G$

11°/ Calcul des efforts tranchants de niveau j à chaque poteau des Portiques transversaux et longitudinaux. $t_j = \frac{a_j K_j}{D_j} T_j$

12°/ Détermination de la position du point de moment nul : $z = y h$

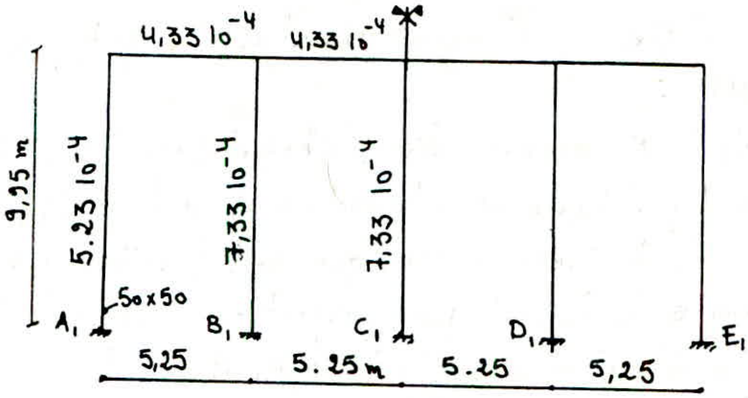
avec : $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$, y_1, y_2, y_3, y_0 donnés par des tableaux.

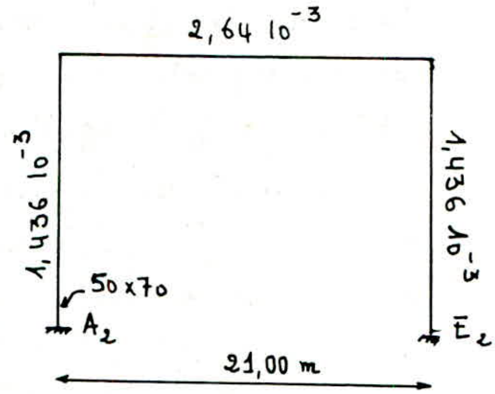
13°/ Calcul des moments aux têtes des poteaux

14°/ Calcul des moments dans les poutres

. BLOC A

– Calcul des Rigidités linéaires des barres $\quad K = \frac{I}{\ell}\ (m^3)$





– Calcul des régidités de niveau

Portiques	Poteaux	$\overline{K}$	a_j	$K_{Pot}\ (m^3)$	$aK_p\ 10^{-3}$	$D_j = \sum aK_p\ 10^{-3}$	$\frac{aK_p}{D_j}$	$R_j\ 10^{-3} E$	$R_j\ 10^{-3} E$
1 ; 5	A_1 , E_1	0,829	0,469	0,523	0,246	1.653	0.0287	0.200	1.036
	B_1, C_1, D_1	1,182	0,529	0,733	0,387		0.045		
2, 3, 4	$A_2 = A_3 = A_4$	1,838	0.609	1.436	0.874	1.748	0.102	0.212	
	$E_2 = E_3 = E_4$	1,838	0.609	1.436	0.874		0.102		

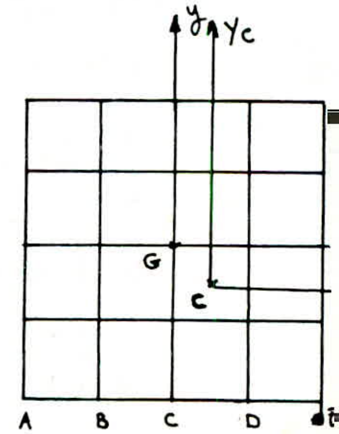
– Détermination du centre de torsion :

Le bloc A est symétrique dans les deux sens x et y ; le centre de masse coïncide avec le centre géométrique et le centre de torsion c_j.

Le RPA 81 préconise de prendre une excentricité accidentelle ayant pour valeur 5% de la plus grande dimension du batiment, donc :

$$x_{cj} = y_{cj} = 5\%\,L = 0{,}05 \times 21{,}00 = 1{,}05\ m.$$

– Determination de la Rigidité à la torsion



$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{K} R_{jy}^{(t)} \left[x_j^t\right]^2 + \sum_{\ell=1}^{m} R_{jx}^{(\ell)} \left[y_j^\ell\right]^2$$

$$R_{1\theta} = 2\left[0.200\ \overline{11,55}^2 + 0.212\left[\overline{6.3}^2 + \overline{4,2}^2 + \overline{1,05}^2\right] + 0.200\ \overline{9.45}^2\right]$$

d'où $\quad R_{1\theta} = 113,85\ 10^{-3} E$

- Calcul des efforts tranchants revenant à chaque portique :

. La force sismique revenant à chaque portique en fonction de sa régidité est donnée par l''expression suivante : $T_{jy} = \tau_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} + \tau_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} x_i x_G$

x_i : distance du portique considérée /à C.

- Portique (A) $\quad T_y = 102,5 \ \frac{0.200}{1,036} + 102,5 \ \frac{0.200}{113,85} (-11,55)(-1,05) = 21,98^t$

- Portique (B) $\quad T_y = 102,5 \ \frac{0.212}{1,036} + 102.5 \ \frac{0.212}{113.85} (-6,3)(-1,05) = 22,24^t$

- Portique (c) $\quad T_y = 21.18^t$

* Calcul des efforts dus aux charges horizontales

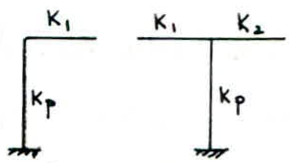
Portique	Poteau	$\frac{a K_p}{\Sigma a K_p}$	T_j (t)	t_j (t)	y_0	$y_1 = y_2 = y_3$	y	z (m)	M_{inf} (t.m)	$h - z$	M_{sup}	M_w (t.m)	M_e (t.m)
A	A_1	0,148	21,98	3,27	0.55	0	0.55	5,47	17,9	4.48	14.62	14.62	-11,51
	B_1	0,234	21,98	5,15	0,55	0	0.55	5.47	28,17	4,48	23,07	11,51	-11,51
B	A_2	0,5	22,24	11,12	0,55	0	0.55	5.47	60,82	4,48	49,78	49,78	-49,78
C	A_3	0,5	21,18	10,59	0,55	0	0.55	5,47	57,95	4,48	47,41	47,41	-47,41

- Calcul des Rigidités:

. Bloc B: Plancher Gradin

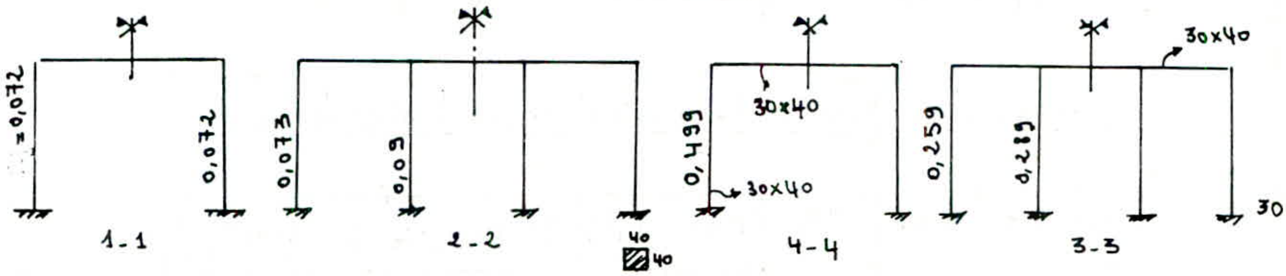
_ Portiques transversales

Portique	h (m)	S_p (cm²)	$\bar{K}$	a_j	$R_{jx}\ 10^{-3}E$
1-1	5,65	40x40	1,059	0,509	0,144
4-4	2,55	30x40	0,637	0,431	0,998
2-2	5,65	40x40	R - 1,115 I - 2,17	0,518 0,64	0,326
3-3	3,57	30x40	R - 1,878 I - 2,77	0,613 0,886	1,0969



$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$ $\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$

$a = \frac{\bar{K} + 0,5}{\bar{K} + 2}$ (1^{er} niveau)

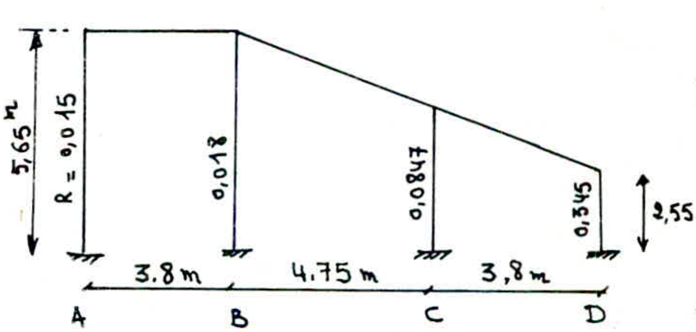


_ Portique Longitudinal A:

Poteau	h (cm)	S (cm²)	$\bar{K}$	a	a'	$\tau\ 10^{-3}E$
A	565	40x40	1,115	0,518	0,1056	0,015
B	565	40x40	2	0,625	0,1273	0,018
C		40x30	3	0,7	0,357	0,0847
D	2.55	40x30	1,193	0,53	0,53	0,345

$R_{jy} = \sum \tau_j^i = 0,4627\ 10^{-3} E\ t$

(rigidité de niveau du portique)



*Remarque : Les poteaux du portique ont des hauteurs variables, le coeffi $a_j^{(i)}$ doit être Corrigé en fonction du rapport des hauteurs :

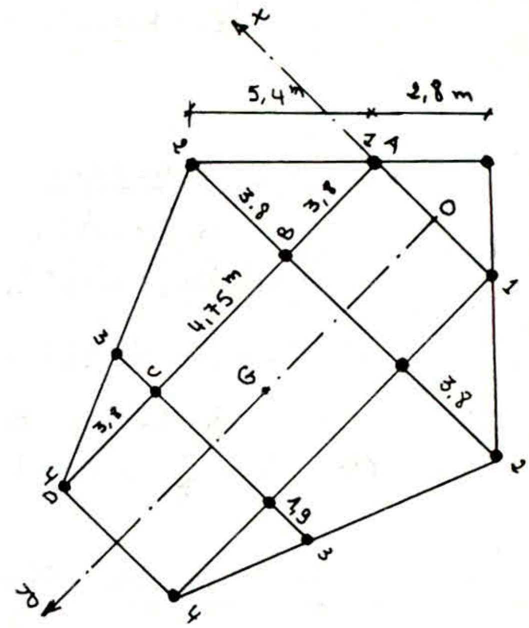
$$a'_j = a_j \left(\frac{h}{h_j}\right)^2$$ on prendra

Comme hauteur de référence $h = 2,55\,m$

– Determination du Centre de torsion – Centre de masse – Excentricité

. Centre de Torsion :

$$x_c = \frac{\sum R_{ky}^{(i)} \cdot x_k^{(i)}}{R_{ky}} \quad , \quad y_c = \frac{\sum R_{kx}^{(i)} \cdot y_k^{(i)}}{R_{kx}}$$



. Ordonné du centre de Torsion : y_c

Port	R_{y_i}	y_i(m)	R y	$\sum R_{y_i}$	$\sum R_y . y$	y_c(m)
1-1	0,144	0	0	$2,564 \; 10^{-3}$ E	$22,93 \; 10^{-3}$ E	8,94
2-2	0,326	3,8	1,238			
3-3	1,096	8,55	9,37			
4-4	0,998	12,35	12,32			

. abscisse du centre de torsion : (x_c) Les deux portiques sont identiques même rigidité d'où $x_c = 0$

. Centre de masse : (G) :

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad , \quad y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

– m_i : poids de chacun des éléments.

(x_i, y_i) : Cordonnées du centre de gravité de chacun des éléments par rapport au repère xoy.

Pour le calcul du centre de masse, nous prenons en compte les éléments suivants :
- . Plancher dalle
- . Plancher incliné
- . Poteaux – poutres longitudinales et transversales.

D'après le calcul fait on trouve : $x_G = 0$ $\quad y_G = 6,22$ m

. Excentricité : D'après le "RPA 81 art 3.3.5" : La résultante des forces exterieures appliquée au centre de masse G (dans chaque sens), a une excentricité par rapport au centre de torsion C égale à la plus grande des deux valeurs : $\left\{ \begin{array}{l} \text{5\% de la plus grande dimension du batiment} \\ \text{excentricité théorique résultant des plans } (e_x, e_y) \end{array} \right.$

$$e_x (m) = x_c - x_G = 0 \quad \Rightarrow \quad e_a = 5\% \, L = \frac{5}{100} \cdot 14,35 = 0,71 \text{ m}$$

$$e_y (m) = y_c - y_G = 8,94 - 6,22 = 2,7 \text{ m} < 20\% \, L = \frac{20}{100} \, 14,35 = 2,87^{m} \text{ (verifiée)}$$

. On prend les excentricités suivantes : $e_x = 0{,}71\ m$, $e_y = 2{,}7\ m$

- Calcul de la Rigidité à la torsion : $R_{j\theta} = \sum R_{jy}[x_j^t]^2 + \sum R_{jx}[y_j^t]^2$

A.N : $R_{j\theta} = 36{,}06\ 10^{-3} E\ t/m$

• Étude sismique : Étant donné la forme des Blocs B et C en plan et en élévation l'étude sismique sera faite, et elle porte sur la vérification des éléments résistants.

. Évaluation de la force sismique : $V = A D B Q W$

avec $A = 0{,}25$; $B = \frac{1}{4}$; $Q = 1{,}6$, $D = 2$ Sol ferme $(T < 0{,}3\,s)$

$W = G + \frac{P}{5} = 141{,}5\ t$

$$V = 0{,}25 . 2 . \frac{1}{4} . 1{,}6\ 141{,}5 = \underline{28{,}3^t}$$

. Répartition des efforts tranchants revenant à chaque portique :

- Portique longitudinal : (sens y)

$$T_{jy} = \tau_{jy}\left(\frac{R_{jy}}{R_{jy}} + \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} x_i x_G\right) \qquad x_G = 0{,}71\ m$$

$R_{jy} = 0{,}4627\ 10^{-3} E$, $R_{jy} = 0{,}925\ 10^{-3} E$, $R_{j\theta} = 36{,}06\ 10^{-3} E$, $x_i = 2{,}71$

$\Rightarrow T_{jy} = 14{,}4^t$

- Portiques transversals : $\tau_{jx} = 28{,}3^t$ $y_G = 2{,}7\ m$

. Portique 1.1 : $T_{11} = 4{,}41^t$
. Portique 2.2 : $T_{2.2x} = 7{,}33^t$
. Portique 3.3 : $T_{3.3} = 13^t$
. Portique 4.4 : $T_{44x} = 3{,}42^t$

- Déplacements relatifs de niveau :

. Sens longitudinal $\delta_{jy} = \frac{T_{jy}}{R_{jy}} = \frac{14{,}4\ 10^3}{0{,}4627 . 10^{-3}\ 378\ 10^3 . 100} = 0{,}85\,cm$

. Sens transversal :

. Portique 1.1 : $\delta_{1x} = \frac{T_{1x}}{R_{jx}} = \frac{4{,}4\ 10^3}{5443{,}2} = 0{,}80\ cm$

. Portique 2.2 : $\delta_{2x} = 0{,}59\,cm$

. Portique 3.3 : $\delta_{3x} = 0{,}313\,cm$

. Portique 4.4 : $\delta_{4x} = 0{,}09\,cm$

_ ETUDE AU VENT _

L'etude du vent sera faite conformement aux règles en vigueur en ALGerie, NV 65.

JL ya deux sortes de vent : _vent normal V_n

_Vent extrême $V_e = 1,75\, V_n$

Nous avons une construction à base rectangulaire, nous allons donc utiliser une méthode simplifiée, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Bloc unique
- base rectangulaire : $a = b = 21$
- La hauteur inferieure à 30 m
- $\frac{h}{a} = \frac{8,45}{21} = 0,402 > 0,25$ verifiée.
- La couverture est une toiture terrasse.
- Les parois verticales doivent :
  - reposer directement sur le sol
  - êtres planes sans décrochement.
  - perméabilité ≤ 5
- construction située sur un terrain sensiblement horizontal.

_Pressions dynamiques :

La pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q = (46 + 0,7h)\, K_r\, K_s \quad (Kg/m^2)$$

.K_r : Coefficient de region   ReGion II , Pression normale $K_r = 1,40$

.K_s : Coefficient de site tient compte de la nature du site d'implantation.
$\left.\begin{array}{l}\text{site normal}\\ \text{ReGion II}\end{array}\right\} \Rightarrow K_s = 1,00$

$$q = (46 + 0,7 \cdot 8,45)\; 1,4 \cdot 1 = 72,68\ Kg/m^2$$

_ Réductions : K_m, δ

- K_m : Coefficient de masque $K_m = 1$
- δ : coefficient de réduction (fction de la dimension ou surface offerte au vent) $H \leq 30m$ $l = 21,0\ m \rightarrow \delta = 0,79$

- Coefficient de Majoration : $\beta = 0{,}7 + 0{,}3\sqrt{T}$
  - Periode T : $T = 0{,}09 \dfrac{h}{\sqrt{L_x}} = 0{,}09 \dfrac{8{,}45}{\sqrt{21}} = 0{,}165\,s$

$\beta = 0{,}7 + 0{,}3\sqrt{0{,}165} \Rightarrow \beta = 0{,}82 < 1$ on prend $\beta = 1$ car $\beta \geq 1$

- Pression dynamique sur l''element Consideré :

$V_n = \delta \cdot K_m \cdot \beta \cdot q = 0{,}79 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 72{,}68 = 57{,}42\ kg/m^2$

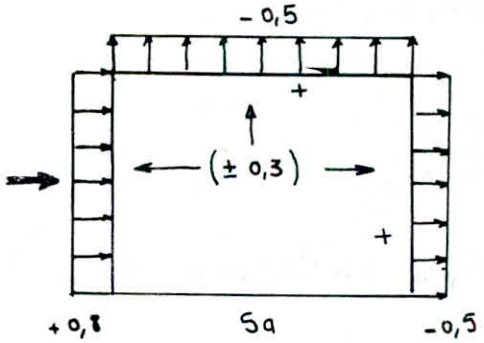
$V_e = 1{,}75\ V_n = 1{,}75 \cdot 57{,}42 = 100{,}485\ kg/m^2$

- Actions exterieures :

Vent normal : _ Parois Verticales : Au Vent $C_e = +0{,}8$
Sous Vent $C_e = -0{,}5$

Actions interieures : Construction fermée $C_i = \pm 0{,}3$

Actions résultants : $q = (C_e - C_i)\,V_n$

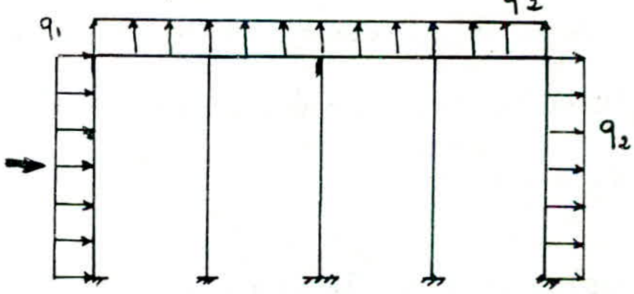


au vent : $q = (0{,}8 + 0{,}3) \cdot 57{,}42 = 62{,}7\ kg/m^2$

sous vent : $q = (-0{,}5 - 0{,}3)\ 57{,}42 = -45{,}93\ kg/$

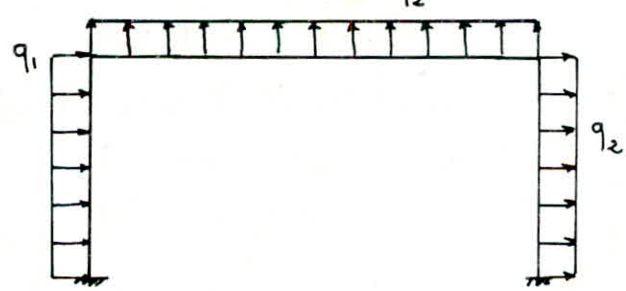
- Répartition des efforts sur les portiques :

Portique de rive :



$q_2 = 165{,}8\ kg/ml$
$q_1 = 120{,}58\ kg/ml$

Portique 2,3



$q_1 = 331{,}6\ kg/ml$
$q_2 = 241{,}16\ kg/ml$

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

- Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessus.

- Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons des charges sur la base des règlements en vigueur (RPA) et du CCBA68.

Poutres :

$G + P + \overleftrightarrow{SI}$; $0,8G + \overleftrightarrow{SI}$ $\quad G + 1,2P$

Poteaux :

$G + P + 1,2\overleftrightarrow{SI}$ $\quad 0,8G + \overleftrightarrow{SI}$ $\quad G + 1,2P$

où : G : sollicitation dûe à la charge permanente.
P : sollicitation dûe à la surcharge d'exploitation.
SI : sollicitation dûe aux seïsmes.

. Moments en travée des poutres (CCBA Art 12)

$$M_t = M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$$

. Moments sur appuis

- Sous $(G + 1,2P) \rightarrow M_a(G) + 1,2\, M_a(P)$
- Sous $(G + P + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$
- Sous $(0,8G + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow 0,8\, M_a(G) + M_a(\overleftrightarrow{SI})$

. Efforts tranchants "T"

- Sous $(G + 1,2P) \rightarrow T(G) + 1,2T(P)$
- Sous $(G + P + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow T(G) + T(P) + T(\overleftrightarrow{SI})$
- Sous $(0.8G + \overleftrightarrow{SI}) \rightarrow 0,8T(G) + T(\overleftrightarrow{SI})$

. L'expression du moment en travée sous "SI" est donné par :

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

Moments et efforts tranchants

_ Dans Les Poutres. _ BLOC A _

. Portique 2

	G		P		SI		V_n		V_{ext}	
Poutre	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
a_2	-38,88	-38,88	-3,7	-3,7	49,78	-49,78	8,32	0,107	14,56	0,187
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
	17,55	-17,55	1,7	-1,7	-4,74	-4,74	-2,9	-2,14	-5,075	-3,745
	Mt		Mt		Mt		Mt		Mt	
	70,99		6,91		0		-8,86		-15,50	

. Portique 3

Poutre	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
a_3	-66,65	-66,65	-6,21	-6,21	-47,41	-47,41	8,32	0,107	14,56	0,186
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
	30,04	-30,04	2,8	-2,8	-4,51	-4,51	-2,9	-2,14	-5,075	-3,745
	Mt		Mt		Mt		Mt		Mt	
	129,857		12,1		0		-8,864		-15,50	

Portique de rive (1)

	G		P		SI	
Poutres	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
AB	-2,226	-6,02	-0,282	-0,762	14,62	-11,51
BC	-5,17	-4,756	-0,655	-0,602	11,51	-11,51
CD	-4,756	-2,226	-0,602	-0,655	11,51	-11,51
DE	-6,02	-2,226	-0,762	-0,282	11,51	-11,51
Poutres	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
AB	4,87	-6,319	1,536	-0,799	-4,97	-4,97
BC	5,675	-5,51	0,799	-0,6979	-4,38	-4,38
CD	5,51	-5,675	0,6979	-0,718	-4,38	-4,38
DE	6,319	-4,873	0,799	-1,536	-4,97	-4,97
Poutres	Mt		Mt		Mt	
AB	3,322		0,4082		1,55	
BC	2,38		0,301		0	
CD	2,38		0,301		0	
DE	3,322		0,4082		-1,55	

N.B : unité :

- Moment M (t.m)
- Effort tranchant T(t)

- Superpositions des sollicitations -

Moments fléchissants et efforts tranchants - BLOC A.

	Portique (2)					Portique (3)				
sollicitations	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t
$G + P + \overrightarrow{SI}$	14,516	−23,99	7,2	−92,36	77,9	28,33	−37,35	−25,45	−120,27	141,957
$G + P + \overleftarrow{SI}$	23,995	−14,516	−92,36	7,2	77,9	37,35	−28,33	−120,27	−25,45	141,957
$G + 1,2\,P$	19,6	−19,6	−43,32	−43,32	79,28	33,40	−33,4	−74,10	−74,10	144,37
$0,8\,G + \overrightarrow{SI}$	9,306	−18,78	18,676	−80,86	56,75	19,542	−28,54	−5,91	−100,73	103,88
$0,8\,G + \overleftarrow{SI}$	18,78	−9,306	−80,86	18,676	56,75	28,542	−19,52	−100,73	−5,91	103,88
$G + P + V_n$	14,67	−19,71	−34,26	−42,47	69,35	29,94	−34,98	−64,55	−72,75	133,09
$G + P + V_{ext}$	12,49	−21,88	−28,02	−42,38	62,7	27,76	−36,58	−62,06	−72,67	132,4
$G + 1,5\,(P + V_n)$	14,07	−15,21	−31,95	−44,26	68,06	29,89	−31,03	−63,485	−75,8	135,047
$G + 1,5\,(P + V_{ext})$	10,80	−17,60	−22,59	−44,14	58,10	26,62	−33,43	−54,12	−75,68	125,33

	Portique (1)					Travée
sollicitations	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t	
$G + P + \overrightarrow{SI}$	1,439	−12,088	12,115	−18,292	5,2857	AB
$G + P + \overleftarrow{SI}$	11,379	−2,148	−17,13	4,728	2,176	
$0,8\,G + \overrightarrow{SI}$	−1,07	−10,02	12,84	−16,326	4,212	
$0,8\,G + \overleftarrow{SI}$	8,869	−0,0852	−16,694	6,694	1,103	
$G + 1,2\,P$	−7,277	−7,277	−2,564	−6,934	3,81	
$G + P + \overrightarrow{SI}$	−10,587	−10,587	5,685	−16,868	2,681	BC
$G + P + \overleftarrow{SI}$	−1,8279	−1,828	−17,335	6,152	2,681	
$0,8\,G + \overrightarrow{SI}$	−8,788	−8,788	7,374	7,70	1,904	
$0,8\,G + \overleftarrow{SI}$	−0,028	−0,028	−15,646	−15,31	1,904	
$G + 1,2\,P$	6,536	−6,347	−5,95	−5,478	2,74	
$G + P + \overrightarrow{SI}$	1,835	−10,773	6,152	8,629	2,681	CD
$G + P + \overleftarrow{SI}$	10,595	−2,013	−16,868	−14,391	2,681	
$0,8\,G + \overrightarrow{SI}$	0,028	−8,92	7,705	−13,29	1,904	
$0,8\,G + \overleftarrow{SI}$	8,788	−0,16	−15,314	9,729	1,904	
$G + 1,2\,P$	6,355	−6,536	−5,478	−3,012	2,74	
$G + P + \overrightarrow{SI}$	2,148	−11,79	4,728	−17,128	2,176	DE
$G + P + \overleftarrow{SI}$	11,498	−2,029	−18,292	12,112	5,285	
$0,8\,G + \overrightarrow{SI}$	0,675	−8,868	6,694	−16,40	1,103	
$0,8\,G + \overleftarrow{SI}$	1,435	1,0716	−16,326	12,83	4,212	
$G + 1,2\,P$	7,278	−6,716	−6,93	−2,66	3,81	

BLOC IB

SUPERPOSITION des sollicitations
Moments fléchissants et efforts tranchants dans les poutres

	PORTIQUE (A)				
travée AB	T_e	T_w	M_w	M_e	M_t (t.m)
G	1,569	-3,18	-0,27	-4,7	0,46
P	0,944	-1,765	-0,217	-2,39	0,29
$\overline{SI}$	-1,885	-1,885	3,97	-3,196	0,387
$G+P+\overrightarrow{SI}$	0,628	-6,83	3,483	-6,703	1,137
$G+P+\overleftarrow{SI}$	4,398	-3,06	-4,456	-0,311	0,363
$0,8G+\overrightarrow{SI}$	-0,628	-4,429	3,754	-5,86	0,747
$0,8G+\overleftarrow{SI}$	3,14	-0,659	-4,186	0,532	-0,019
G + 1,2 P	2,702	-5,298	-0,53	-3,54	0,808
travée BC					
G	6,772	-6,968	-4,7	-4,7	3,340
P	3,535	-3,535	-2,49	-2,39	1,733
$\overline{SI}$	-0,72	-0,72	1,87	-1,556	0,1570
$G+P+\overrightarrow{SI}$	9,587	-11,223	-5,32	-8,646	5,230
$G+P+\overleftarrow{SI}$	11,223	-9,783	-9,08	-5,534	4,916
$0,8G+\overrightarrow{SI}$	4,854	-6,294	-1,89	-5,32	2,829
$0,8G+\overleftarrow{SI}$	6,137	-4,854	-5,63	-2,20	2,515
G + 1,2 P	11,014	-11,04	-7,68	-7,568	5,419
travée (CD)					
G	3,695	-2,076	-3,66	-0,578	0,624
P	2,133	-0,9149	-1,86	-0,188	0,263
$\overrightarrow{SI}$	-3,46	-3,46	4,38	-8,768	-2,194
$G+P+\overrightarrow{SI}$	8,387	-8,450	-1,139	-9,534	-1,30
$G+P+\overleftarrow{SI}$	9,292	+0,469	-9,899	8,002	3,08
$0,8G+\overrightarrow{SI}$	-0,5	-5,120	1,452	-9,23	-1,694
$0,8G+\overleftarrow{SI}$	6,419	+1,799	-7,308	8,3	2,693
G + 1,2 P	6,258	-3,173	-5,89	-0,8	0,939

	Portique 3-3				
travée (1)	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t
G	-0,034	0,034	0,26	-2,76	-0,51
P	-0,0132	0,0132	0,151	-1,588	-0,29
SI	-5,50	-5,50	5,113	-3,87	0,6215
$G+P+\overrightarrow{SI}$	-5,55	-5,45	5,524	-8,281	-1,785
$G+P+\overleftarrow{SI}$	5,453	5,55	-4,70	-0,478	-3,028
$0,8G+\overrightarrow{SI}$	-5,527	5,47	5,321	-6,078	0,2135
$0,8G+\overleftarrow{SI}$	5,473	5,527	4,905	-1,662	-1,029
G + 1,2 P	0,0498	0,049	0,442	-4,665	-0,858
travée (2)					
G	6,88	-6,88	-4,000	[illegible]	[illegible]
P	4	-4	-2,383	-4,000	1,976
SI	-0,88	-0,88	1,839	-1,839	0
$G+P+\overrightarrow{SI}$	10	-11,76	-4,484	-8,162	4,653
$G+P+\overleftarrow{SI}$	11,76	10,	-8,162	-4,484	4,653
$0,8G+\overrightarrow{SI}$	4,624	6,384	-1,361	-5,039	4,058
$0,8G+\overleftarrow{SI}$	6,384	4,624	-5,039	-1,361	4,058
G + 1,2 P	11,68	-11,68	-6,787	-6,787	4,988

	Portique 1-1				
sollicitations	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t
G	3,036	-3,036	-2,372	-2,372	
P	1,5	-1,5	-1,172	0,586	
SI	-1,795	-1,795	5,59	-5,59	0
$G+P+\overrightarrow{SI}$	1,741	-1,741	2,046	-9,134	-0,78
$G+P+\overleftarrow{SI}$	7,331	-7,331	-9,134	2,046	-0,78
$0,8G+1\overrightarrow{SI}$	0,336	0,336	3,692	-7,877	-0,612
$0,8G+\overleftarrow{SI}$	5,224	5,224	-7,487	3,692	-0,612
G + 1,2 P	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

BLOC A

* SUPERPOSITION des sollicitations dans les poteaux
Moments - effort normaux - effort tranchants

	Mont	G	P	$\overrightarrow{SI}$	V_n	G + 1,2 P	0.8G + $\overleftarrow{SI}$	0,8G + $\overrightarrow{SI}$	G + P + 1,2 $\overrightarrow{SI}$	0,8G + P + 1,2 $\overleftarrow{SI}$	G + P + V_n	G + 1,5 ($P + V_n$)	G + P + V_{ext}	G + 1,5 ($P + V_{ext}$)
portique (3)	M_s	-66,65	-6,21	47,41	8,32	-74,102	-100,73	-5,91	-129,75	-15,968	-64,54	-63,48	-58,3	-54,12
	M_I	33,32	3,10	-57,95	7,072	37,02	84,606	-31,29	105,96	-33,12	43,49	48,58	48,796	56,53
portique (2)	M_s	-38,88	-3,7	49,78	8,32	-43,32	-76,88	22,676	-102,316	17,156	-34,26	-31,95	-28	-22,6
	M_I	19,43	1,87	-60,85	7,072	21,674	76,32	-45,306	94,32	-51,72	28,372	40,799	8,924	40,8

		G	P	$\overrightarrow{SI}$	V_n	G + 1,2 P	0.8G + $\overrightarrow{SI}$	0,8G + $\overleftarrow{SI}$	G + P + 1,2 $\overrightarrow{SI}$	G + P + 1,2 $\overleftarrow{SI}$	G + P + V_n	G + 1,5 ($P + V_n$)	G + P + V_{ext}	G + 1,5 ($P + V_{ext}$)
portique (3)	N	44,675	6,045	-4,5	-2,9	48,33	29,76	35,96	45,4	56,84	47,82	49,39	45,64	46,13
	T	10,048	0.935	-10,59	-3,75	11,17	-2,55	18,63	-1,724	23,69	7,23	5,825	4.42	1.6
portique (2)	N	31,46	5,056	-4,74	-2,9	37,527	20,43	39,908	30,83	42,184	33,616	34,69	31,44	31,43
	T	5,86	0.559	-11,12	-3,75	6,531	-6,43	15,808	-6,924	19,763	-4,7	1,07	-0.14	-3,14

- Portique 1 -

Combinaisons	poteau A			poteau B			poteau C			poteau D			poteau E		
	M_s	M_I	N	M_s	M_I	N	M_s	M_I	N	M_s	M_I	N	M_s	M_I	N
G	-2,226	1,112	9,746	0,84	-0,419	31,46	0	0	44,65	-0,84	0,419	31.46	2,226	-1,126	9,746
P	-0.282	0.141	3,07	0,106	-0,053	5,056	0	0	6,045	-0,106	0,053	5,056	0.282	-0.14	3,07
$\overrightarrow{SI}$	14,62	-17,89	-4,97	23,02	-28,183	0,585	23,02	-28,18	0	23,02	-28,183	-0,585	14,62	-17,89	4,97
$\overleftarrow{SI}$	-14,62	17,89	4,97	-23,02	28,183	-0,858	-23,02	28,18	0	26,68	-29,45	0,585	-14,62	17,89	-4,97
G + P + 1,2 $\overrightarrow{SI}$	15,036	-20,052	6.854	28,57	-34,29	37,18	27,624	-33,819	50.695	-28,57	38,189	35,814	20,05	-22,72	18,782
G + P + 1,2 $\overleftarrow{SI}$	-20.052	22,721	18,782	-26,68	33,346	35,814	-27,624	33,819	50.695	22,347	-24,725	37,18	-15,036	20,214	6,854
0.8G + $\overrightarrow{SI}$	12,839	-16,99	2,827	23,69	-28,518	22,827	23,02	-28,18	35,72			21,658	-12,839	16,99	2,826
0.8G + $\overleftarrow{SI}$	-36,40	-36,40	12,764	-22,35	27,847	21,658	-23,02	28,18	35.72	-23,69	31,44	22,827	16,40	-18,78	12,76
G + 1,2 P	-2,564	1,281	13,432	0,968	-9483	37.527	0	0	51,90	-0,968	0,483	37,527	2,564	-1,281	13,432

- BLOC B

Moments en tête et base des poteaux
EFForts normaux et réactions horizontales à la base.

Port (A)	G		P		SI	
Poteau	M_S	M_I	M_S	M_I	M_S	M_I
A	-0,27	0,089	-0,218	0,1	3,57	-5,259
B	-1,33	0,615	-0,719	0,355	5,07	-5,73
C	1,063	-0,58	0,532	-0,266	6,146	-6,4
D	0,578	-0,473	0,188	-0,093	8,768	-11,64
Poteau	T	N	T	N	T	N
A	0,063	1,569	0,056	0,944	1,63	-1,885
B	0,344	9,952	0,190	5,3	1,911	1,165
C	-0,438	10,657	0,213	5,66	3,34	-2,738
D	-0,4121	2,076	0,110	0,914	7,166	3,46

Port 2.2	G		P		SI	
Poteau	M_S	M_I	M_S	M_I	M_S	M_I
Rive	-0,55	0,5	-0,27	0,3	4,08	-5,1
intermed	-0,73	0,7	-0,3	0,25	3,7	-
Poteau	T	N	T	N	T	N
Rive	0,186	2,67	0,100	1,30	-1,625	-1,69
intermed	0,253	7,3	0,097	3,65	-1,840	1,69

Port 3.3	G		P		SI	
Poteau	M_S	M_I	M_S	M_I	M_S	M_S
Rive	0,26	-0,125	0,152	-0,073	5	-6,1
intermed	-1,261	0,63	-0,732	0,366	5,46	-6,7
Poteau	T	N	T	N	T	N
Rive	0,102	0,033	0,06	0,0125	2,96	-4,58
intermed	-0,504	10,04	0,292	5,817	3,24	3,699

.SUPEPOSITION des sollicitations.
.Poteaux.

			$G+1{,}2P$	$G+P+1{,}2\overrightarrow{SI}$	$G+P+1{,}2\overleftarrow{SI}$	$0{,}8G+\overrightarrow{SI}$	$0{,}8G+\overleftarrow{SI}$
Portique Longitudinal (A)	A	M_S	-0,531	4,276	-5,252	3,754	-4,186
		M_I	0,209	-6,121	6,499	-5,188	5,33
		N	2,702	0,251	4,775	-0,629	3,140
	B	M_S	-2,19	4,035	-6,100	4	-6,134
		M_I	1,046	-5,9	7,85	-5,234	6,222
		N	16,812	16,651	13,854	9,127	6,796
	C	M_S	1,702	8,97	-3,32	6,996	12,175
		M_I	-0,899	-8,826	6,834	-5,784	5,936
		N	17,468	13,04	19,61	5,787	11,26
	D	M_S	0,804	11,287	-9,755	9,23	-8,3
		M_I	-0,584	-13,814	11,261	-11,418	10,66
		N	3,935	7,14	-1,16	5,12	-1,8

	Poteaux		$G+1{,}2P$	$G+P+1{,}2\overrightarrow{SI}$	$G+P+1{,}2\overleftarrow{SI}$	$0{,}8G+\overrightarrow{SI}$	$0{,}8G+\overleftarrow{SI}$
Portique 2-2	Rive	M_S	-0,874	4,1	-5,74	3,66	-4,54
		M_I	0,86	-5,32	6,92	-4,7	5,5
		N	4,23	1,75	6	0,366	3,9
	intermed	M_S	-1,09	5,14	-7,2	4,55	-5,72
		M_I	1	-6,61	8,51	-5,74	6,86
		N	11,63	11,57	10,32	6,36	5,32
Portique 3.3	Rive	M_S	0,442	6,547	-5,723	5,321	-4,905
		M_I	-0,2116	-7,696	6,052	-6,348	6,15
		N	0,048	-5,628	5,719	-4,7	4,754
	intermed	M_S	-2,14	4,898	-8,849	4,7	-6,722
		M_I	1,069	-7,38	9,374	-6,478	7,486
		N	17,02	20,297	11,297	11,832	4,252

FERRAILLAGE DES POUTRES

- Conformement à L'article A15 du CCBA 68, Les poutres seront ferraillées en flexion simple sous la plus défavorable des Combinaisons SP1 et SP_2. Il ne sera pas fait état dans Les calculs des efforts normaux dans Les poutres.

Pour ce qui est Le choix de la sollicitation la plus défavorable, on Considérera La plus grande de 1,5 M(SP1) et $M^{max}(SP_2)$.

$M^{max}(SP_2)$: Le moment sous la plus défavorable des Combinaisons du 2ième Genre. La Méthode de détermination des sections d'Aciers sera celle de P. CHARON.

- Calcul des armatures Longitudinales :

on Calcule $\mu = \dfrac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \xrightarrow{\text{tableau}} \varepsilon$ et $K \longrightarrow \sigma'_b = \dfrac{\sigma_a}{K}$

. si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ pas d'armatures Comprimées $\longrightarrow A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h}$

. Si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ il faut prévoir des armatures Comprimées on calcule :

$\bar{K}_1 = \dfrac{15}{n} \dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$ et $K_2 = \dfrac{15(h-d')}{(h+d')\bar{\sigma}'_a}$

. si $K_1 > K_2$, on prend K_1 et $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b \xrightarrow{\text{tableau}} \varepsilon, \alpha, \mu' \longrightarrow M_1 = \mu' \sigma'_b b h^2$

$\Delta M = M - M_1$, $y_1 = \alpha h \longrightarrow \sigma'_a = \dfrac{15(y_1 - d')}{y_1} \bar{\sigma}'_b$

$A = \dfrac{M_1}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} + \dfrac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$ (section d'armature tendue) ; $A' = \dfrac{\Delta M}{(h-d')\sigma'_a}$ (Arm. Comprimée)

. si $K_2 > K_1$ on prend K_2 et $\sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K_2} \longrightarrow \varepsilon, \alpha, \mu'$

- Pourcentage d'armatures : Le Pourcentage total minimal (maximal) des aciers longitudinaux sur toute la longueur de La poutre doit être de 0,3% (2,5%) pour Les Armatures à H.A.

- Calcul des armatures transversales

La quantité minimale est donnée par $A_t = 0{,}004\, t\, b$ où "t" est l'espacement ; b: largeur de La poutre.

. Contrainte de cisaillement max: $\tau_b = \dfrac{T^{max}}{b\, z}$ avec $z = \dfrac{7}{8} h$

• Contraintes admissibles de cisaillement

. Pour $\sigma'_b \leq \sigma'_{b_0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b$; . pour $\bar{\sigma}'_{b_0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right)\bar{\sigma}_b$

- si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ on utilise des cadres et étriers.
- si $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5\bar{\sigma}_b \rightarrow$ on utilise des cadres et étriers droits plus des barres obliques.

• Contrainte admissible des armatures transversales :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en}$ avec $\begin{cases} \rho_a = 2/3 & \text{reprise de bétonnage} \\ \rho_a = \sup\left(\frac{2}{3},\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) & \text{si pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$

• Espacement :

$$t = \frac{A_t\, z\, \bar{\sigma}_{at}}{T_c}$$

• Espacement admissible : $\bar{t} \leq \min\left(\frac{h}{4},\ 12\phi,\ 30\,cm\right)$ en Z.N

$\bar{t} \leq \frac{h}{2}$ en Z. courante.

. Vérifications:

. Condition de non fragilité (Art 19 . CCBA 68) $A \geq 0{,}69\,b\,h\,\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

. Condition de flèche (CCBA 68 . art 61.21)

a) $h_t \geq \frac{\ell}{16}$ b/ $h_t \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}\cdot\ell$ c/ $A \leq b.h\,\frac{43}{\sigma_{en}}$

si les 3 conditions sont vérifiées, il est inutile de faire une justification de flèche.

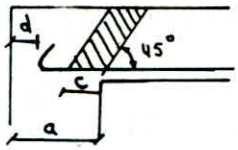
• Fissuration : on doit vérifier que $\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \bar{\sigma}_a$

• Condition aux appuis :

. béton : on doit avoir $c \geq \frac{2T}{b_0\,\bar{\sigma}'_{b_0}}$ T: effort tranchant max

$c = a - (d + r)$

. Acier :



armatures inférieures: $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

• Condition de non entrainement des barres

(CCBA 68 . art 20.11) on doit vérifier $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$ / $\bar{\tau}_d = 2\psi_d\,\bar{\sigma}_b$

($\psi_d = 1{,}5$ Acier H.A). $\tau_d = \frac{T^{max}}{n P z}$ avec P: périmètre de la barre

n: nbre de barres.

• Vérification des contraintes :

La section d'armature étant connue, nous calculons :

$\tilde{\omega} = \frac{1000\,A}{b\,h}$ $\tilde{\omega} \rightarrow \varepsilon, K$ on doit avoir $\sigma_a = \frac{M}{A\,\varepsilon\,h} \leq \bar{\sigma}_a$ et

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} \leq \bar{\sigma}'_b$

Ferraillage des Poutres "BLOC A"

. Portique (3) :

Sous "SP1" -74,10 t.m ——— -74,10
144,37 t.m

Sous "SP2" -120,27 ——— -120,27
141,96

. Portique (2) :

Sous "SP1" -43,32 ——— -43,32
79,28

Sous "SP2" -92,36 ——— -92,36
77,9

. Portique de rive (1) :

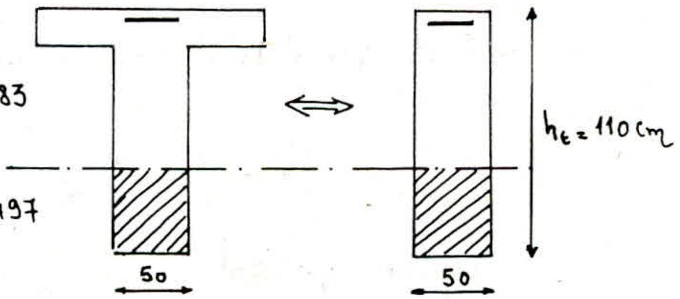
Sous "SP1" -2,564 ——— -6,93 ——— -5,47
3,81 2,74

Sous "SP2" -17,128 ——— -18,192 ——— -16,86
12,839 5,285 7,37 2,681 7,70

* Portique "3"

. Section sur appui: $M^{max}_{(SP_2)} = -120,27 t.m$

La table se trouve dans la zone tendue, d'où elle n'intervient pas dans le calcul.
La section en T est considerée comme une section rectangulaire de largeur b = 50cm, et de hauteur h = 104cm.



$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 120,27\,10^5}{4000 \cdot 50 \cdot 104^2} = 0,083$$

$\Rightarrow \varepsilon = 0,8834$; $K = 27,9$; $\alpha = .3497$

. Section d'armature :

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{120,27\,10^5}{0,8834 \cdot 104 \cdot 4000} = 32,7\ cm^2$$

Soit $A = 6T25 + 2T14$

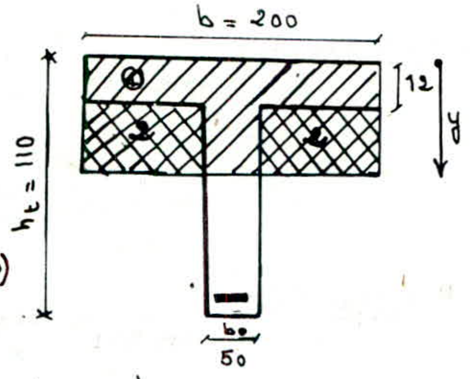
$$- \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{27,9} = 143,37\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5\ Kg/cm^2$$

$$- \sigma'_m = \frac{A \cdot \bar{\sigma}_a}{B'} = \frac{32,53 \cdot 4000}{36,36 \cdot 50} = 71,55\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{bo} = 102,75\ Kg/cm^2$$

Condition de non fragilité : $A \geq 0,69\, b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0.69 \; 50 \; 104 \; \frac{8,85}{4000} = 7,94\ cm^2$

- Section en travée : $M_t^{max}(SP_1) = 144,37\ t.m$

- Determination de la largeur de la table de Compression (art 23.3 CCBA 68).



1°) $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{2030}{10} = 203\ cm$

L : portée Libre de la poutre entre nus des appuis)

2°/ $b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{525-50}{2} = 237,5\ cm$ avec l est la distance entre face Voisine de deux nervures consécutives.

3°) $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightsquigarrow 72\ cm \leq b_1 \leq 96\ cm \rightsquigarrow b_1 = 75\ cm$ (la 3ème Condition st la plus restrictive) donc $b = 2b_1 + b_0 = 2.75 + 50 = 200\ cm$

- Calcul des armatures : Par la Méthode exacte

$.M_T = K_T\, b h_0^2 = 97,1 \cdot 200 \cdot \overline{21}^2 = 27,96\ t.m < M^{ext} = 144,37\ t.m \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la nervure $\longrightarrow$ Sect. en T

$K_T = \frac{\bar{\sigma}_a}{n} \frac{h - h_0/3}{h - h_0} = \frac{2670}{15} \frac{100 - 12/3}{100 - 12} = 97,1$

On procède par itérations :

1ère itération : supposons que le béton travaille à $\sigma'_b = 74\ kg/cm^2$

$\alpha = \frac{n\sigma'_b}{n\sigma'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 74}{15.74 + 2670} = 0,293$, $x = \alpha h = 0,293 \cdot 100 = 29,3\ cm$

$\Rightarrow x > h_0 = 12\ cm$

Le calcul se fait par différence des deux sections rectangulaires ① et ②.

Pour la section ② $\sigma'^{o}_b = \sigma'_b \frac{x - h_0}{x} = 74\ \frac{29,3 - 12}{29,3} = 43,75\ kg/cm^2$

On dresse le tableau suivant :

	Forces	Bras de Levier	Moment
①	$\frac{1}{2}\ 200 \times 29,36 \cdot 74 = 217,26^t$	90,21 cm	196,34 t.m
②	$\frac{1}{2} \cdot 150\ (29,36 - 12) \cdot 43,75 = 56,96^t$	82,21 cm	46,82 t.m
Ens	$N_b = 217,26 - 56,96 = 160,3^t$		$M_b = 196,34 - 46,82 = 149,6\ t.m$

Le moment $M_b = 149,62\ t.m$ est proche du moment exterieur on s'arrête à cette 1ère iteration.

La section d'Acier necessaire st : $A = A_b \dfrac{M}{M_b} = \dfrac{160{,}3.10^3}{2670} \; \dfrac{144{,}37}{149{,}6} = 57{,}93\ cm^2$

on adoptera : 12T25 ($58{,}9\ cm^2$)

* **Vérifications diverses :**

- **Contraintes**

- axe neutre : $25y^2 + 2683{,}5y - 99150 = 0 \rightarrow y = 29{,}07$ cm

- Mom^t d'inertie : $K = \dfrac{M}{I} = \dfrac{1}{3}\,200\,\overline{29{,}07}^3 - \dfrac{1}{3}(200-50)(29{,}07-12)^3 + 15 \times 58{,}9(100-29{,}07)^2$

$I = \dfrac{M}{K} = 5{,}833\ 10^6\ cm^4 \rightarrow K = \dfrac{M}{I} = 2{,}47$

- contrainte du béton : $\sigma'_b = K\,y = 2{,}47 \times 29{,}07 = 71{,}926\ kg/cm^2$
- " " " d'Acier : $\sigma_a = nK(h-y) = 15 \times 2{,}47(-29{,}07 + 100) = 2627{,}9\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$ vérifiée

- contrainte moyenne du béton : $\sigma'_m = \dfrac{F}{B_o}$ avec = $F = \dfrac{M}{z}$

$B_o = 200 \times 12 + 50(29{,}07 - 12) = 3253{,}5\ cm^2$

$z = \dfrac{I}{S_o} = \dfrac{I}{nA(h-y)} = 93{,}07\ cm$

$F = \dfrac{M}{z} = \dfrac{144{,}37.10^5}{93{,}07} = 1{,}55\ 10^5\ kg$

$\Rightarrow \sigma'_m = \dfrac{1{,}55.10^5}{3253{,}5} = 47{,}67\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{bo} = 68{,}5\ kg/cm^2$

la contrainte moyenne du béton est vérifiée.

- **fissuration :**

$\eta = 1{,}6$
$\varnothing = 25$ mm
$A = 58{,}9\ cm^2$
$K = 1{,}5\ 10^6$
$d = 10$ cm

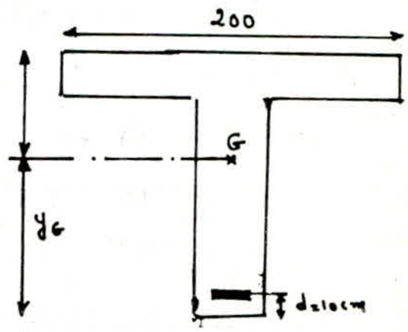
$\rightarrow \omega_f = \dfrac{A}{2bd} = 0{,}0585 \rightarrow \sigma_1 = 3567{,}4\ kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2670\ kg/cm^2$

pas de risque de fissuration

- **flèche** : La flèche est max au noeud 4 : $\Rightarrow V_4 = \sum a'_{2K} x_K = \dfrac{1}{K} \sum a_{2K} x_K = \dfrac{1}{K} y_4$

$y_4 = \sum a_{2K} x_K = (a_{21} + a_{23})\,x_2 + a_{22}\,x_4$

A.N : $y_4 = 2(x_2 + x_4) = 2(0{,}766 + 0{,}5) \Rightarrow y_4 = 2{,}532\ P$



* Position du centre de Gravité $y_G = 60{,}91$ cm

* moment d'inertie I_t : $I_t = 1{,}1388\ 10^7\ cm^4$

- **flèche sous charge de faible durée**

$V_{4i} = \dfrac{L^3}{6 E_i I_{fi}}$ avec $E_i = 21000\sqrt{\sigma'_j}$

$I_{fi} = \dfrac{I_t}{1 + d_i\,\gamma}$ (moment d'inertie fictif)

$d_i = \dfrac{\bar{\sigma}_b}{72\left(2 + 3\frac{b_o}{b}\right)\tilde{\omega}}$

$\tilde{\omega} = \dfrac{A}{b_o h} = 0{,}0117 \rightarrow \begin{matrix} d_i = 2{,}529 \\ \gamma = 0{,}794 \end{matrix} \rightarrow I_{fi} = 3{,}78\ 10^6\ cm^4$

$y_4^{G+P} = 79{,}63\ 10^3\ kg \rightarrow V_{4i} = \dfrac{\overline{525}^3}{6.378.10^3\ 3{,}78\ 10^6} \times 79{,}63\ 10^3 \rightarrow V_{4i} = 1{,}344$ cm

. Flèche sous charge de Longue durée

$$V_4^{\infty} = \frac{L^3}{6 E_v I_{f_v}} y_4^G \qquad \text{avec } y_4^G = 2,532\, P \; ; \; P = Q.S$$

$Q = 1,03\ t/m^2$; $S = 5,25\ m^2$ $\rightarrow y_4^G = 71,88\ 10^3$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180\left(2 + 3\frac{b_o}{b}\right)\tilde{\omega}} = 1,0118 \; ; \; \mu = 0,794 \rightarrow I_{f_v} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu} = 6,31\ 10^6\ cm^4$$

$E_v = \frac{E_i}{3} = 1,26\ 10^5\ Kg/cm^2$ La flèche st : $V_4^{\infty} = \frac{525^3}{6\ 1,26\ 10^5\ 6,31\ 10^6}\ 71,88\ 10^3$

flèche finale : $\Delta f_t = V_4^{\infty} - V_4^{i} = 2,18 - 1,34 = 0,835\,cm < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 = 2,6\ cm$

" Verifieé "

- Armatures inferieures : $T + \frac{M}{z} \leq A\bar{\sigma}_a$

à l'appui $T = 37,34^t$ $M = -120,27\,t.m$ $\Rightarrow T + \frac{M}{z} < 0$

- entrainement des barres tendues : (art 29 CCBA 68)

$\tau_d = \frac{T}{P.z}$; P : Perimètre total adhérent $\rightarrow$ 1barre $\rightarrow p = \pi\phi$

$$\begin{cases} T = 33,4\ t \\ 4T25 \end{cases} \rightarrow \tau_d = \frac{33,4\ 10^3}{\pi \times 4 \times 2,5\ \frac{7}{8}\ 104} = 11,68\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b = 17,7\ Kg/cm^2$$

- Liaison hourdis nervures : (CCBA art 25.2)

$\tau_b = T\left(\frac{b - b_o}{2}\right) / z.b.h_o$ avec $b_1 = \frac{b - b_o}{2} = \frac{200 - 50}{2} = 75\,cm$; $z = \frac{7}{8}h = 91\ cm$

$h_o = 12\,cm$, $b_o = 50\,cm$, $b = 200\,cm$ $\Rightarrow \tau_b = \frac{33,4\ 10^3 . 75}{91\ \ 200 . 12} = 11,46\ Kg/cm^2$

$\bar{\tau}_b = 4\bar{\sigma}_b = 4.5,9 = 23,6\ Kg/cm^2 \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$

- Armatures de Couture : On Considère Les armatures propres du hourdis Comme armature de Couture : On doit vérifier : $\sigma_a = \frac{T b_1}{z b} . \frac{1}{A} \leq \bar{\sigma}_a$

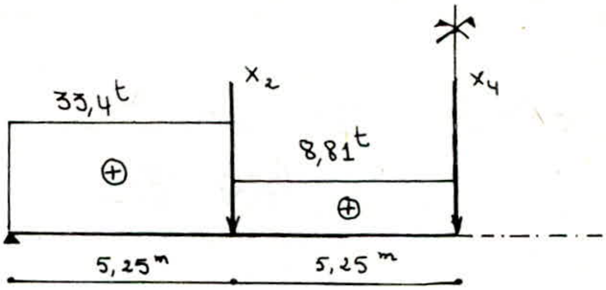
$$A \rightarrow \left\{ \begin{matrix} \text{nappe sup : } 5T8/ml \\ \text{nappe inf : } 7T10/ml \end{matrix} \right\} A = 8\ cm^2 \rightarrow \sigma_a = \frac{137,63}{8} = 17,20\ Kg/cm^2 \ll \bar{\sigma}_a$$

- Condition aux appuis :

. béton : on doit avoir $C \geqslant \frac{2T}{b_o \bar{\sigma}'_{b_o}} = C_o$ $C = a - (d + r)$ $a = 70\,cm$

$r = 5\phi = 12,5\ cm$ $d = 8\,cm$ $C = 70 - (12,5 + 8) = 49,5\ cm$

$$T = 33,4\ t \rightarrow C_o = \frac{2.33,4\ 10^3}{50 . 68,5} = 19,5\ cm < C = 49,5\ cm.$$



ARMATURES TRANSVERSALES

* entre l'appui et la charge X_2 l''effort tranchant est $T = 33{,}4^t$, l''ecartement des armatures transversales sera Pris Constant, On prévoit 2 cadres Ø10 → $A_{t_1} = 3{,}14\ cm^2$

- Contrainte de Cisaillement : $\tau = \dfrac{T^{max}}{b_0 z}$ avec $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 104 = 91\ cm$
$b_0 = 50cm$

. Contrainte admissible :

$\sigma'_b = 88{,}82\ Kg/cm^2 > \bar{\sigma}'_{b_0} = 68{,}5\ Kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right)\bar{\sigma}_b = \left(4{,}5 - \dfrac{88{,}82}{68{,}5}\right) 5{,}9$

$\tau_b = 7{,}34\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 18{,}89\ Kg/cm^2 \Rightarrow$ on utilise des cadres et étriers droits.

- Contrainte de traction admissible des armatures transversales :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en}$ avec $\rho = \frac{2}{3}$ (reprise de bétonnage)

$\sigma_{en} = 2400\ Kg/cm^2$ (FeE 24) $\longrightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1600\ Kg/cm^2$

- espacement $t = \dfrac{A_t \bar{\sigma}_{at} z}{T} = \dfrac{3{,}14 \cdot 1600 \cdot 91}{33{,}4\ 10^3} = 13{,}68 cm$ soit $t = 13 cm$

. espacement admissible

. CCBA 68 : $\bar{t} = \max \begin{cases} h\left(1 - 0{,}3 \dfrac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right) = 65{,}18 cm \\ 0{,}2 h = 20{,}8\ cm \end{cases}$

. RPA 81 : $\bar{t} \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12Ø, 30\right) = 27{,}5 cm$ en Z. nodale
$\bar{t} \leq \frac{h}{2} = 55 cm$ en Zone Courante

* Immediatement après la 1ère charge X_2 l''effort tranchant est : $T = 8{,}81^t$

- Contrainte de Cisaillement : $\tau_b = \dfrac{T}{b_0 z} = \dfrac{8{,}81\ 10^3}{50 \cdot \frac{7}{8} 103} = 1{,}95\ Kg/cm^2$

$\bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right)\bar{\sigma}_b = \left(4{,}5 - \dfrac{71{,}93}{68{,}5}\right) . 5{,}9$

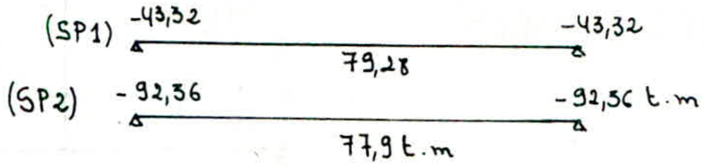
$\tau_b = 1{,}95\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 20{,}35\ kg/cm^2$

. espacement : $t = \dfrac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T}$ $A_{t_2} = 4{,}71\ cm^2$ 2 cadres Ø10 + 1 cadre Ø6

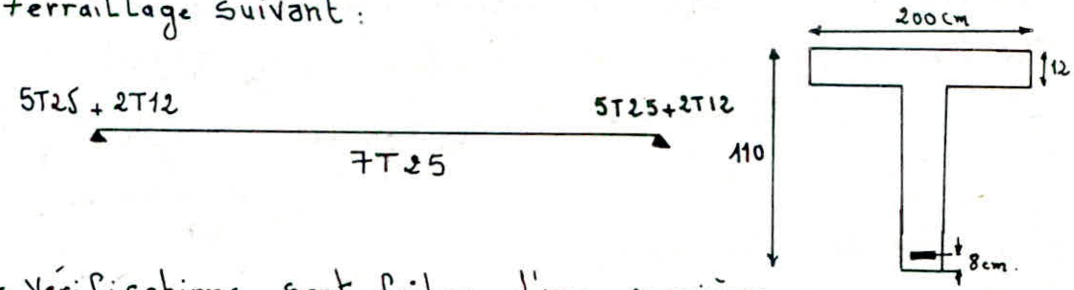
$t \leq \dfrac{4{,}71 \cdot 7/8 \cdot 103 \cdot 1600}{8{,}81\ 10^3} = 77{,}09\ cm$ d'où on prend $t = 30 cm$

Vérification $A_{t_1} = 3{,}14\ cm^2 \rightarrow 0{,}003 . t . b = 0{,}003 . 13 . 50 = 1{,}95 cm^2$ [Vérifiée]
$A_{t_2} = 4{,}71 cm^2 > 0{,}003 . 30 . 50 = 4{,}5\ cm^2$

- Portique (2)



avec le même principe de calcul adopté pour le portique déjà étudié on trouve le ferraillage suivant :



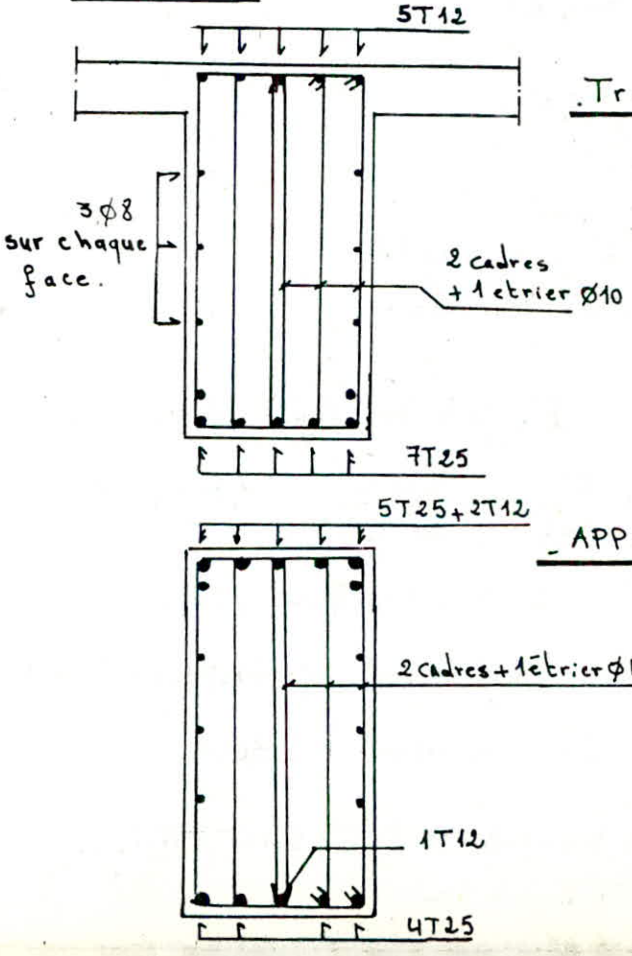
. Toutes les vérifications sont faites d'une manière analogue que la poutre (a_3) du portique (3).

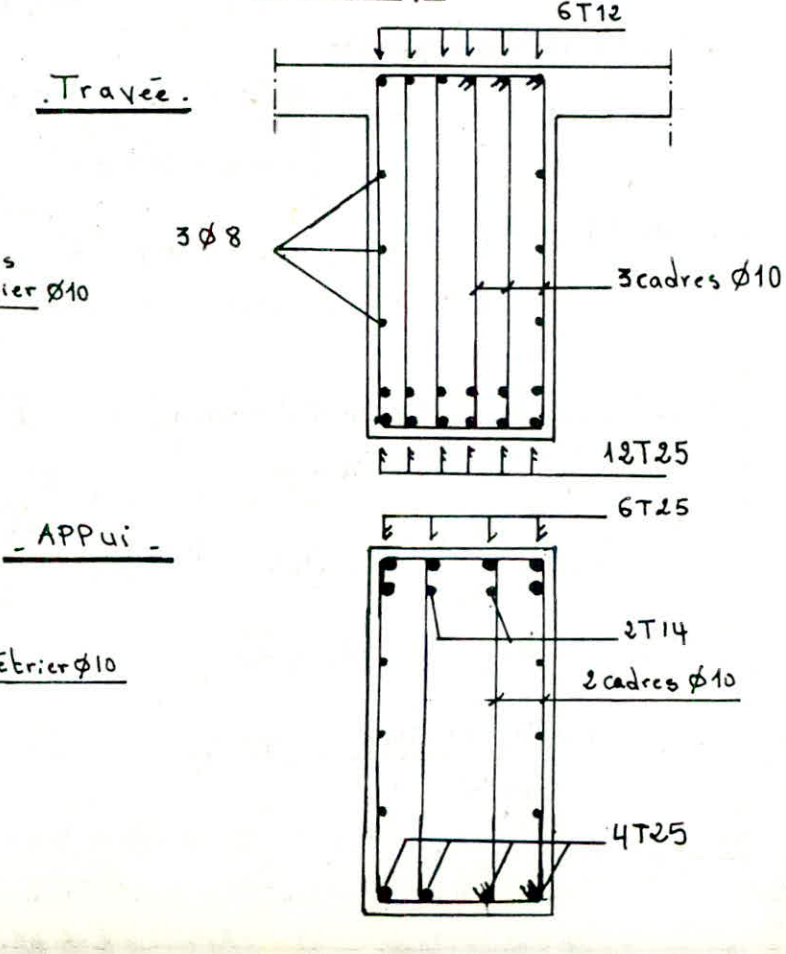
. Rmq : Les poutres b_i sont ides aux poutres a_i. Le ferraillage adopté est le même que les poutres a_i.

* Déssin du Ferraillage :

. Poutre a_2 :

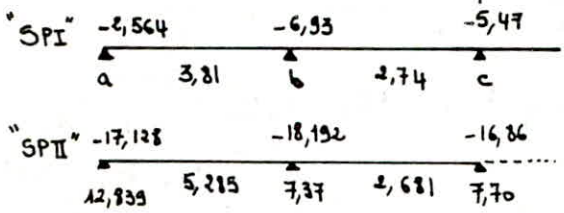
. Poutre a_3 :

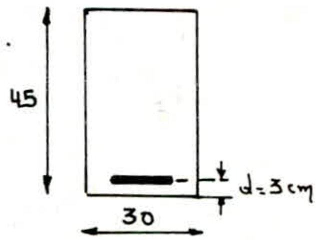




Portique de rive (BLOC A)

Etant donné que les poutres de rive ne sont pas porteuses des charges Verticales et elles ne sont sollicitées principalement que par les forces sismiques, donc elles doivent avoir des armatures symetriques avec une section en travée au moins égale à la moitie de la section sur appuis (R.P.A 81 Art 4-2-3-2)





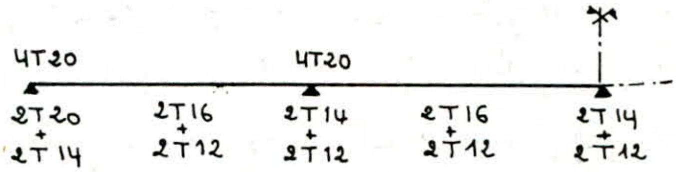
Sections d'Aciers aux appuis

APPUI	sollicitation	M	μ	ε	K	σ'_b	A_c (cm²)	A adopté	Ø
a	SP II	-17,128	0,1155	0,8667	22,5	186,66	11,20	12,56	4T20
b	SP II	-18,192	0,1234	0,860	21,5	195,35	12,01	12,56	4T20
c	SP II	-16,82	0,1138	0,8674	22,7	185,02	11,02	12,56	4T20

armatures inf sur appuis

APPUI	Sollicitation	M(t.m)	μ	ε	K	σ'_b	A_c (cm²)	A adopté	Ø
a	SP II	12,839	0,0866	0,8814	27,15	154,69	8,257	9,36	2T20 + 2T14
b	SP II	7,374	0,0497	0,9064	38,4	109,37	4,611	5,34	2T14 + 2T12
c	SP II	7,70	0,0519	0,9046	37,4	112,30	4,825	5,34	2T14 + 2T12

Ferraillage adoptés



Vérifications: a/ flèche

- $h_t = 45^{cm} > \frac{l}{16} = \frac{475}{16} = 29{,}687$ cm
- $h_t = 45 > \frac{l}{10}\frac{M_t}{M_0} = \frac{4{,}75 \cdot 3{,}73}{10 \cdot 8{,}27} = 21^{cm}$
- $A \leq bh\frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \times 42 \frac{43}{4200} = 12{,}9$ cm² (Vérifiée)

Les trois Conditions sont bien Verifiées donc il est inutil de faire un calcul précis de la flèche.

b/ Condition de non fragilité : $A \geq 0,69\, bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = \begin{cases} 1,22\,cm^2\ (SP_1) \\ 1,83\,cm^2\ (SP_2) \end{cases}$

c/ Condition aux appuis : On doit avoir $c \geq \frac{2T}{b_0\, \bar{\sigma}'_{b_0}} = C_0$ avec $c = a - (d + \tau)$

$a = 50\,cm$

$\tau = 5\phi = 10\,cm$ ($\phi = 2\,cm$)

$d = 8\,cm$

Appui	a	b	c
T (t)	11,379	12,088	10,58
c	32	32	32
C_0	3,16	4,70	6,74

d/ Armatures inferieures : Il faut que $A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$

Section	a	b	c
M(t.m)	12,839	7,37	7,70
T(t)	11,379	12,08	10,58
$\frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{z\bar{\sigma}_a}$	11,02	7,65	7,5

verifiée

e/ fissuration

	A(cm²)	$\tilde{\omega}_f$	σ_1 (kg/cm²)	σ_2 [kg/cm²]	Vérification
Appui a	12,56	0.0697	4928,97	2019,4	verifiée
travée a-b	6,28	0.0348	3097,9	2019,4	verifiée

pour les autres sections la fissuration est bien verifiée.

f/ Vérification des Contraintes

Appui	M(t.m)	A(cm²)	$\tilde{\omega}$	K	ε	σ_a	σ'_b
a	17,128	12,56	0.996	21,3	0.8623	3765	176,7
b	18,292	12,56	0.8623	21,3	0.8623	4021,3	188,8
c	16,86	12,56	0.8623	21,3	0.8623	3708,2	174,1

$\tilde{\omega} = \frac{100\,A}{bh} \rightarrow \begin{cases} \varepsilon \\ K \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A}$

g/ Armatures transversales

$T^{max}_{(SP_2)} = 12,088^t$ → contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T^{max}}{b.\,z} = \frac{12,09.10^3}{30 \times \frac{7}{8} 42} = 10,97\ kg/cm^2$

$\sigma'_{b\,max} = 174,1\ kg/cm^2 > \bar{\sigma}'_{b_0} = 102,75\ kg/cm^2 \rightsquigarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}})\, \bar{\sigma}_b$

d'où $\tau_b = 10,97\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 24,82\ kg/cm^2$ (verifiée)

on prend pour les A_t $\phi 8$ FE 24 ($A_t = 2,01\,cm^2$) avec $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3}\sigma_{en}$

$\bar{t} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi , 30\,cm\right) = 11,25\,cm$ en zone nodale

$\bar{t} \leq h/2 = 22,5\,cm \longrightarrow$ en zone courante

espacement théorique : $t = \frac{2,01 \times 7/8\ 42 \times 2400}{12,08.10^3} = 14,67\,cm$.

on prend $t = 10\,cm$ en zone nodale et $20\,cm$ en zone courante

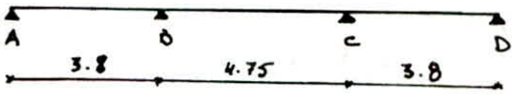
Verification : $A_t^{min} = 0.003\, t\, b = 0.003 . 10 . 30 = 0,9\,cm^2 < A_t = 2,01\,cm^2$

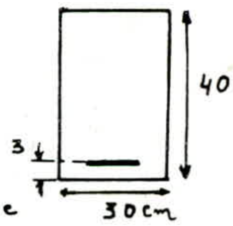
– Condition de non entrainement des armatures

$\tau_d \leq \bar{\tau}_d = 3\,\bar{\sigma}_b = 3 \times 1,5 \times 5,9 = 26,55\ kg/cm^2 \rightarrow \tau_d = \frac{T^{max}}{n\,p\,z} = \frac{12,08.10^3}{4\pi\phi\,\frac{7}{8}42} = 13\,k$

Ferraillage des Poutres : BLOC B "Plancher Gradin"

- Portique Longitudinal (A)





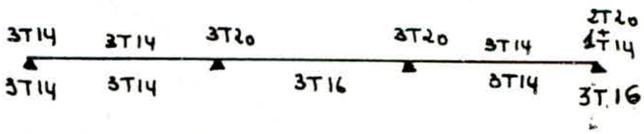
I/ Section inferieure tendue

	A	AB	B.C	C.D	D
$\bar{\sigma}_a$	4200	4200	4200	4200	4200
M	3,754	1,137	5,419	3,08	8,3
μ	0,0244	0,0074	0,07	0,02	0,054
ε	0,964	0,961	0,8913	0,933	0,9027
K	124	114	31	60	36,4
σ'_b	22,58	24,56	90,36	46,67	76,92
Acal	0,47	0,76	5,90	1,8	5,9
A choisi	4,62	4,62	6,03	4,62	6,03

- Section superieur tendue

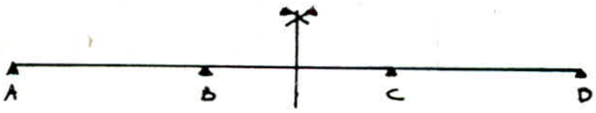
A	A.B	B.	C	CD	D
4200	4200	2800	2800	4200	4200
-4,456	-0,019	-7,68	-7,568	-1,695	-9,534
0,029	0,0047	0,1	0,0987	0,011	0,062
0,9265	0,968	0,874	0,875	0,953	0,896
53	144	24,7	25	91,5	33,5
51,83	20	113,36	8,35	30,6	83,58
3,09	0,36	8,48	8,35	1,15	6,8
3T14	3T14	3T20	3T20	3T14	2T20 + 1T14

Sections d'armatures adoptées

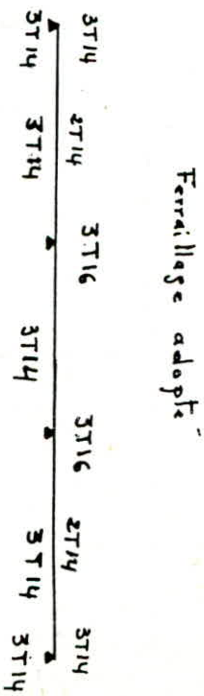


- Portique transversal 3.3

Poutre b = 30cm, h = 37cm

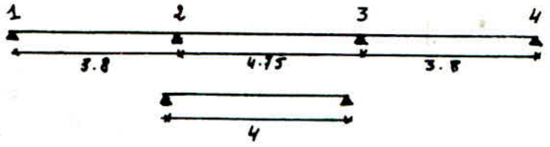


		Appui A	Travée AB	Appui B	travée BC
SPI	M	0,442	-0,858	-6,787	4,968
	μ	0,0064	0,067	0,0987	0,0987
	ε	0,96	0,9576	2,975	2,906
	K	122	103	25	38,2
	σ'_b	22	27,18	106,8	73,3
	A	0,479	0,88	8,06	5,5
SP II	M	5,524	-1,4215	-8,162	4,653
	μ	0,053	0,0137	0,056	0,04
	ε	0,9087	0,9479	0.9016	0,915
	K	37	81	35,8	43,8
	σ'_b	72,16	51,85	117,32	95,89
	A	4,3	0,96	6	3,27
A adoptée		3T14	3T14	3T16	3T14
cm²		4,62	4,62	6,03	4,62



Vérifications

- Portique Longitudinal : I.
  Portique transversal II.



* Vérification des Contraintes

Portique I							Portique II	
M (t.m)	APPui 1	travée	travée	APPui	APPui	travée	APPui	travée
M t.m	-4,456	0,952	5,419	-7,68	-9,89	2,69	9,134	2,946
A (cm²)	4,62	4,62	6,03	9,42	7,82	4,62	7,82	4,62
$\bar{\omega}$	0,416	0,416	0,543	0,785	0,704	0,416	0,704	0,416
ε	0,9012	0,9012	0,889	0,873	0,878	0,9012	0,878	0,90
K	35,6	35,6	30,4	24,3	26	35,6	26	35,6
σ_a (kg/cm²)	1928,36	1081,8	2729,3	2524,6	4093,8	2619,2	3595,5	1164,1
σ'_b	54,167	30,38	89,78	103,89	157,4	49,04	161,54	49,04

- fissuration

	I				II	
	appui 1	appui 2	travée 1-2	travée 2-3	appui	travée
A (cm²)	4,62	7,82	4,62	6,03	7,82	4,62
ω_f	0,025	0,0434	0,0256	0,0335	0,043	0,026
σ_1	3428,6	3631,8	3428,6	3764,04	3608	3537,[illegible]
σ_2	2413,6	2019,42	2413,6	2257,8	2091,4	2413,7

- flèche : Les moments sont sous G+P, pour cette Vérification nous avons Pris les poutres dont la portée est la plus grande et chargée défavorablem

	Poutres des portiques I	II
ℓ	4,75	4
b	30	30
h	37	37
M_t	5,419	2,558
M_o	12,211	5,175
h_t	40	40
A	6,03	6,16
$\ell/16$	0,2968	0,25
$\frac{\ell}{10}\cdot\frac{M_t}{M_o}$	0,210	0,1977
$43bh/\sigma_{en}$	11,364	11,36

- $h_t \geq \frac{\ell}{16}$
- $h_t \geq \frac{\ell}{10}\,\frac{M_t}{M_o}$
- $A \leq bh\,\frac{\sigma}{\sigma_{en}}$

Les 3 Conditions sont verifie. il st unitile de faire un Calcul précis de la flèche

FERRAILLAGE DES POTEAUX

.Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion Composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal N est à des moments fléchissants en tête et en Pied dans le sens Longitudinal et dans Le sens transversal. Ces efforts et ces moments de flexion ont été déterminé précedement selon les differents sollicitations et pour chaqun des Genres on retiendra la Combinaison la plus défavorable. les moments dans la direction transversale respectivement longitudinale pouvant se renversant, nous prévoyons des armatures symetriques par rapport au centre de Gravité de la section du poteau.

Méthode de calcul :

- On a adopté la méthode de "P_CHARON". avec
  - $\overline{\sigma}'_b = 2\overline{\sigma}'_{b_0} \rightarrow$ si $e_0 \geq \frac{h_t}{6}$
  - $\overline{\sigma}'_b = \left(1+\frac{e_0}{3e_1}\right)\overline{\sigma}'_b \rightarrow$ si $e_0 < \frac{h_t}{6}$

On peut avoir 3 cas de sollicitations:

1°/ $e_0 > e_1$ → S.p.C ; 2°/ $e_0 = 0$ → Compression simple

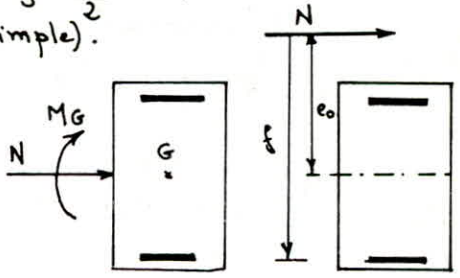
3°) $e_0 < e_1$ → _ S.E.C (N : Compression) $\left(e_1 = \frac{h_t}{6}\right)$

_ S.E.T (N : Traction)

.1°/ Section partiellement Comprimée ($e_0 > e_1$)

On ferraillera symetriquement ; la marche à suivre est la suivante:

- Calcul du moment fictif : $M_f = N.f$ avec $f = \frac{h_t}{2} - d + e$
- Calcul de la section en flexion sous M_f (f. simple).
  - si $\sigma'_b \leq \overline{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$ $A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\overline{\sigma}_a}$
  - si $\sigma'_b > \overline{\sigma}'_b$ Les armatures Comprimées sont nécessaires, on calculera les sections d'Aciers sous la flexion Composée



$A'_{fc} = A'_{fA}$; $A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\overline{\sigma}_a}$ (N<0 traction)

2°) Section en Compression Simple : ($e_0 = 0$)

La section d'armatures longitudinales doit verifier les 3 conditions suivantes:

a/ Condition de sécurité : $A_L \leq \frac{B}{20}$ $\left(\frac{A_L}{B} \leq 5\% \rightarrow \text{CCBA 68}\right)$ B: Section du béton

b/ Section théorique : $A_L \geq \frac{1}{n}\left(\frac{N}{\overline{\sigma}'_{b_0}} - B\right)$

c/ $A_L \geq 1{,}25\, \theta_1 \theta_2 \theta_3 \dfrac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$ d'où θ_1 : coefficient qui tient compte de L'excentricité de La charge.

$\cdot \theta_1 = \begin{cases} 1{,}8 & \text{poteau d'angle} \\ 1{,}4 & \text{" de rive} \\ 1 & \text{autres poteaux} \end{cases}$

$\cdot \theta_2 = 1 + \dfrac{l_c}{4a - 2c}$ l_c : Longueur de flambe[ment] ; C : enrobage des Aciers Long.

$\cdot \theta_3 = 1 + \dfrac{2160}{\sigma_{en}}$

3°/ Pourcentage minimal d'armatures : $A_L / B = W_L \geq \dfrac{1{,}25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \dfrac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}}$

σ'_m : contrainte moyenne de compression.

- Flambement des Poteaux : La longueur de flambement est déterminée en fonction de la longueur du poteau l_0 et de la liaison de ses extremités. Dans notre Cas On Considère que les poteaux sont encastrés à leur base et articulés à leur tête $l_c = 0{,}7 l_0$.

- Pour les Poteaux en Compression simple, il ne sera pas tenu Compte du flambement si $\lambda < 50$.

- Pour les poteaux soumis à la flexion Composée, l'élancement mécanique (λ) doit être inferieur à 35.

$\lambda = \dfrac{l_c}{a}$ avec i = rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\dfrac{I}{B}} = \dfrac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = \dfrac{l_c}{a}\sqrt{12}$

. si $\lambda > 35 \Rightarrow$ il faut tenir Compte du flambement en excentrant l'effort normal d'une excentricité Complémentaire :

$f_{1c} = 0{,}16(\lambda - 35) e_0$, e_0 : excentricité de la charge /c de G de La section du béton seul.

. application : nous avons : poteau $\begin{cases} a = 50 \\ b = 70 \end{cases}$; $l_0 = 9{,}95\,m \rightarrow l_c = 0{,}7 l_0 = 6{,}96$

$\lambda = \dfrac{l_c}{a}\sqrt{12} = \dfrac{696}{50}\sqrt{12} = 48{,}2 > 35\,cm$ on tient compte du flambement avec l'excentricité de calcul $e = e_0 + f_{1c}$.

- Armatures transversales :

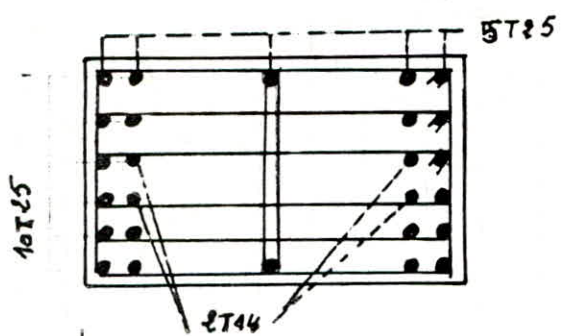
- RPA : $A_t / t = \dfrac{1{,}25 T}{h_1 \sigma_{en}}$ t : espacement entre les cours successif d'armatures transversales.

. espacement admissible $\bar{t}$: $\begin{cases} t < 12\, \phi_e^{min} \rightarrow \text{Zone courante} \\ t < \min(10\, \phi_e^{min}, 15\,cm) \rightarrow \text{en Zone nodale.} \end{cases}$

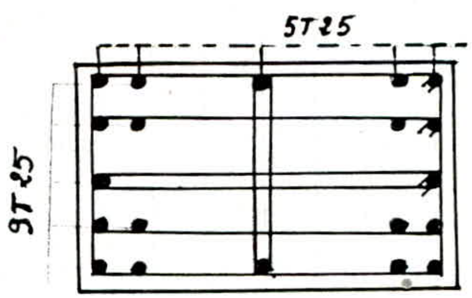
. $A_t^{min} = 0{,}004\, t\, b_1$ en Zone II

– BLOC A

	Portique : 3			Portique : 2		
Effort	N, M	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}	N, M	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}
SoLL	SP_1	SP_2	SP_2	SP_1	SP_2	SP_2
N [t]	51,90	56,12	32,64	37,53	42,184	20,428
M [t.m]	74,10	129,75	31,294	43,32	102,316	45,328
e_0	142,67	231,20	95,8	115,487	221,78	242,65
f (cm)	29	29	29	29	29	29
$\mathcal{M}$	89,154	146,02	40,76	54,24	114,59	51,23
μ	0,233	0,267	0,0738	0,149	0,209	0,0937
ε	0,8264	0,8188	0,8851	0,8529	0,8333	0,8774
K	13,8	12,6	30,1	19	15	25,8
σ'_b	193,5	317,46	132,90	140,52	266,66	155,04
$\bar{K}$	19,5	19,5		19,5	19,5	
α	0,4348	0,4348		0,4348	0,4348	
ε	0,8551	0,8551		0,8551	0,8551	
μ'	0,1859	0,1859		0,1859	0,1859	
y_1	27,83	27,83		27,83	27,83	
σ'_a	1611,95	2417,9		1611,95	2417,9	
M_1 (t.m)	52,153	78,23		52,159	78,23	
ΔM	21,95	67,8		2,08	36,36	
A'	23,47	48,33	–	1,32	25,92	–
A_{fc}	30,4	50,87	17,7	22,96	40,8	22,79
A = A'	10T25 + 2T14 (52,16 cm²)			9T25 [44,17 cm²]		

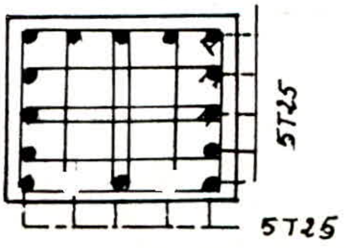


poteau du portique : (3) - 50x70 cm².



poteau du portique (2) 50x70 cm²

Poteau d'angle : 50x50. cm².



Portique de rive

Efforts	Poteau d'angle 50x50			Poteau : B 50x70			Poteau : C 50x70		
	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}	N, M	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}	N, M	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}	N, M
M	22,721	16,99	2,564	34,29	27,847	0,968	33,819	28,183	0
N	18,782	2,827	13,43	33,536	21,83	33,847	47,12	22,86	51,9
e_0	120,97	601,3	19,091	102,25	127,56	2,816	71,77	5,948	0
f_{1c}	256,45	1274,75	40,47	216,78	270,4	6,063	152,15	85,77	
M'	31,73	36,03	5,43	28,12	16,82	0,966	16,25	5,10	
f	20	20	20	20	20	20	20	20	
$\mathcal{M}$	58,2	53,58	7,336	69	49	8,69	59,47	45,52	
μ	0,215	0,198	0,044	0,182	0,128	0,0334	0,157	0,12	
ε	0,8317	0,8366	0,3114	0,8413	0,8611	0,9204	0,8499	0,8649	
K	14,7	15,6	41,4	16,5	21	47,8	18,3	22	
σ'_b	185,71	256,72	64,49	242,7	190,65	59,86	218,85	181,95	
$\bar{K}$	19,5	19,5		19,5			19,5	19,5	
α	0,435	0,435		0,435			0,435	0,435	
ε	0,8851	0,8851		0,8851			0,8851		
μ'	0,186	0,186		0,186			0,186		
σ_a'	2295	2295		2295			2295		
M_1	38,7	38,67		54,18			54,15		
ΔM	19,7	14,88		14,82			5,32		
A'	9,3	9,3		16,4			5,79		
A	32,59	33,7	7,24	36	26,9	7,86	26,69	21,3	
$A = A'$	7T25			8T25			$A = A' =$ 6T25		

* Ferraillage Des Poteaux BLOC B *

Portique Longitudinal :

	Poteau : A_1 40x40			Poteau : A_2 40x40 cm^2			Poteau : A_3 40x30			Poteau : A_4 40x30		
	N, M	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}	N, M	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}	N, M	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}	N, M	N^{max}, M^{corr}	N^{min}, M^{corr}
Soll	SP_1	SP_2	SP_2	SP_1	SP_2	SP_2	SP_1	SP_2	SP_2	SP_1	SP_2	SP_2
M(t.m)	6,499	6,499	5,188	2,19	5,9	6,222	1,702	6,874	5,804	0,804	13,81	9,23
N (t)	4,775	4,775	0,6298	17,407	16,65	6,796	18,608	19,61	5,787	3,935	7,14	5,12
e (m)	10,68	1,361	8,23	12,58	35,43	0,9155	0,00009	0,35	1,00	0,204	153,47	1,80
f (m)	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
$\mathcal{M}$	1,373	7,31	5,08	5,149	8,73	7,377	3,539	9,227	6,498	1,276	14,67	9,894
μ	0,0134	0,0477	0,033	0,050	0,0569	0,048	0,0722	0,1130	0,0796	0,0234	0,1796	0,12
ε	0,9485	0,9084	0,9219	0,906	0,900	0,9077	0,8901	0,8677	0,8856	0,9334	6,842	0,8645
K	82	39,6	49	38,2	35,4	39,2	30,4	22,8	28,7	60	16,7	21,90
σ'_b	34,14	106,06	85,71	73,3	118,64	107,14	92,16	184,21	146,34	46,66	251,49	127,85
A_{fs}	1,397	5,176	3,54	5,485	6,24	5,23	5,846	9,37	6,47	1,80		10,04
A_{fc}	< 0	4,04	3,69	< 0	2,3	3,61	< 0	4,70	5,09	0,3935	13,5	8,82
A'	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	4,82	–
A = A'	1T16 + 2T20			3T16			3T16			5T20		

Portique transversal

		M(t.m)	N(t)	e_0 (cm)	f (cm)	$\mathcal{M}$	μ	ε	k	σ'_b	A_{fs}	A_{fc}	A = A'
Poteau 1A	N, M	3,78	4,836	0,781	17	4,6	0,045	0,91	40,6	68,96	4,9	3,152	2T20 + 1T14
	N^{max}, M^{corr}	10,25	7,89	1,29	17	11,59	0,075	0,8884	29,8	93,96	8,4	6,52	
	N^{min}, M^{corr}	5,88	-0,366	16,06	17	5,82	0,038	0,9196	45,2	61,94	4,08	4,2	

Portique transversal 3.3 :

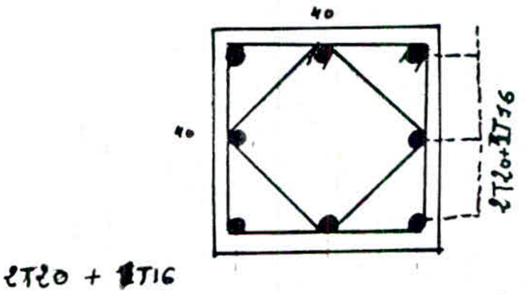
		M[t.m]	N(t)	e_0	f	$\mathcal{M}$(t.m)	μ	ε	K	σ'_b	A_{fs}	A_{fc} (cm²)
rive	N, M	0,442	0,048	920,8	16	0,43	0,0044	0,99	150	18,6	0,431	0,413
rive	N_{max}, M_{corr}	6,052	5,789	105,8	16	6,97	0.048	0.908	39,2	107,14	5,13	4 cm²
rive	N^{min}, M^{corr}	-6,35	4,7	135,1	16	5,6	0,054	0,9016	35,6	78,67	4,31	5,489
Interne	N, M	2,14	17,02	12,57	16	4,87	0,07	0,8911	30,9	90,6	5,69	0,7
Interne	N_{max}, M_{corr}	7,38	20,417	36,15	16	10,64	0,072	0,889	30,4	92,10	7,848	2,98
Interne	N^{min}, M^{corr}	7,486	4,232	176,9	16	8,163	0,056	0,901	35,6	78,6	5,97	1,10

tableau récapitulatif des Ferraillage des Poteaux

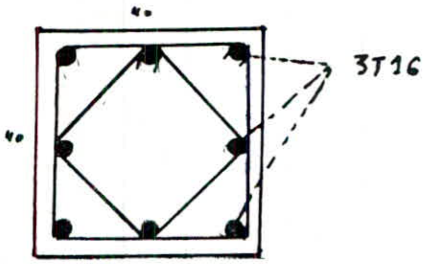
Poteau	0	2	3	A_1	B_2	C_3	D_4
Sens y	3T16	3T16	3T16	2T16 + 1T16	3T16	3T16	5T20
Sens x	3T16	1T20 + 2T16	1T20 + 2T16	1T16 + 2T20	3T16	3T16	3T20

Exemples de Ferraillages : Portique Longitudinal

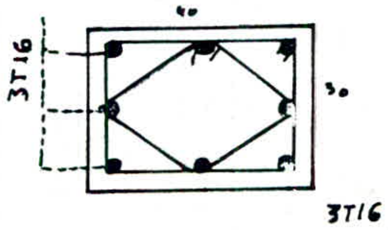
Poteau 1.5 - A



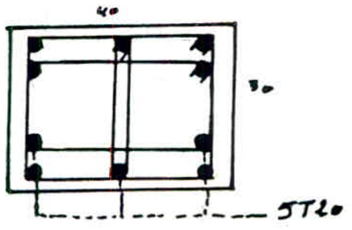
poteau 2-6 - B



poteau 3.7 - C



poteau 4-8 - D



Vérification de la résistance à l'effort tranchant

BLOC B:

Poteaux	h(cm)	l_c	a(cm)	λ	n	T_c(kg)	z(cm)	τ_b(kg/cm²)	$\bar{\tau}_b$(kg/cm²)
A	565	395,5	40	34,25	2	4 150	32,37	3,20	40,5
B	565	395,5	40	34,25	2	5 650	32,9	4,29	40,5
C	375	249,9	30	28,85	2	7 566	24,15	7,832	40,5
D	255	178,5	30	20,61	2	16 594	22,92	18,09	40,5

$\lambda = \dfrac{\sqrt{12}\, l_c}{a}$ $\qquad \tau_b = \dfrac{2T}{zb}$ $\qquad$ si $\lambda > 15$ $\qquad \bar{\tau}_b = 0{,}15\,\sigma'_{28} = 40{,}5\ kg/cm^2$

Armatures transversales :
on utilise des cadres et étriers fermés Ø 8 Acier FeE22.

espacement admissible : $\begin{cases} \text{Zone Courante :} & t \leq 12\,\phi_{l\,min} = 12 \times 1{,}6 = 19{,}2\,cm \\ \text{Zone nodale :} & t \leq \min(10\,\phi_l, 15) = 15\,cm \end{cases}$

on adopte un espacement $t = 15\,cm$ en Zone Nodale

BLOC A :

Poteaux	h (cm)	l_c (cm)	a(cm)	λ	n	T(kg)	z(cm)	τ_b(kg/cm²)	$\bar{\tau}_b$(kg/cm²)
A_x, A_y	995	696	50	48,25	2	3023	38,56	3,13	40,5
B_x	995	696	50	48,25	2	4153	39,37	4,219	40,5
B_y	995	696	70	34,44	2	19763	56,43	14,00	40,5
C_x	995	696	50	48,25	2	4296	39,6	4,34	40,5
C_y	995	696	70	34,44	2	23690	56	16,92	40,5

. Armatures transversales : Cadres + étriers Ø 10

. RPA : $\begin{cases} \text{Z. Courante :} & t \leq 12\,\phi_{l\,min} = 30\,cm \\ \text{Z. nodale :} & t \leq \min(10\,\phi_l, 15) = 15\,cm \end{cases}$

. On prend :
$t = 18\,cm$ Z.C
$t = 15\,cm$ Z.N

Vérification à la fissuration: (CCBA 68. Art. 49)

la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des deux valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \; \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{K\eta\,\bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad \Rightarrow \sigma_{a_f} \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3}\sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

Poteau	Section	A (cm^2)	ω_f	σ_1 (kg/cm^2)	σ_2 (kg/cm^2)
A, E	50x50	29,45	0,059	3563	1806.
B, D	50x70	44,17	0,0736	4070,04	1806
C	50x70	55,36	0,092	4600	1806

Vérifiée

Vérification des Contraintes:

	Poteau	N^{max}	M^{corr}	A = A'	P	Q	$4P^3+27Q^2$	Y_2	y_1	σ'_b	σ_a	σ'_a	C	e_0
Portique (2) 50x70	A_2	42,18	102,18	44,17	-90716,9	8401847	< 0	234	26,4	171,54	3664,9	1988,10	-207,6	+242,6
Portique 3 50x70	A_3	56,09	129,75	55,36	-61261,5	4419333	> 0	213	26,92	180,9	3737,7	2108,7	-195	230
Portique de rive (1)	A, E	18,78	20,05	29,45	-8735,4	-157710	< 0	101,5	19,74	74,137	1227,7	832,9,9	-81,76	106,76
	B, D	33,53	28,57	34,35	1557,01	-269311	> 0	56	20,451	683,21	1085,6	683,21	-60,12	85,12

$$P = -3c^2 - \frac{6nA'}{b}(c-d') + \frac{6nA}{b}(h_t - d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d')^2 - \frac{6nA}{b}(h_t - d - c)^2$$

$$c = -\left(e_0 - \frac{h_t}{2}\right)$$

$$y_2^3 + p\,y_2 + q = 0 \qquad y_1 = y_2 + c$$

$$\sigma'_b = K y_1 \;, \quad \sigma'_a = nK(y_1 - d') \;, \quad \sigma_a = nK(h_t - d - y_1).$$

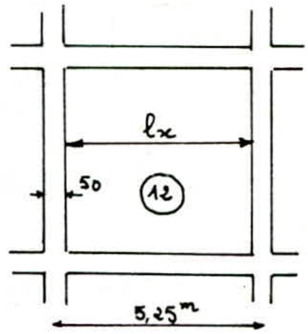
CALCUL DES DALLES

Dans cet ouvrage, on retrouve 2 types de planchers :

1°) Plancher terrasse

2°) Plancher Gradin

1°) Plancher terrasse Il est constitué d'une dalle pleine de 12 cm d'épaisseur s'appuyant sur des poutres croisées.

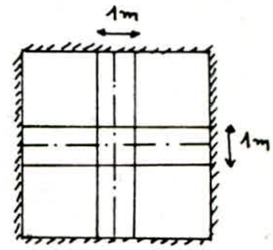


$l_x = l_y = 5{,}25 - 0{,}5 = 4{,}75\,m \rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0{,}4$ la dalle porte dans les deux sens.

La plaque sera calculée comme une dalle articulée sur son pourtour. Les moments fléchissants au milieu des bandes centrales sont donnés par : $M_x = \mu_x q l_x^2$

$M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs de μ_x et μ_y sont données en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

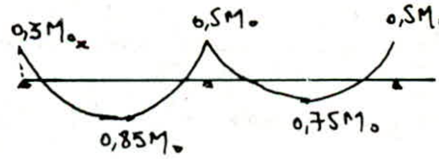


- Descente de charge : G = revêt + pds de la dalle = 680 kg/m²
  P = surcharge d'exploit = 100 kg/m²

$q = G + 1{,}2P = 800\ kg/m^2$

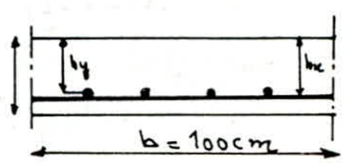
$\rho = 1 \rightsquigarrow \mu_x = 0{,}0423 \quad \mu_y = 1 \rightsquigarrow M_x = 0{,}763\ t.m/ml \quad M_y = 0{,}763\ t.m/ml$

* Moments de continuité :



$M_{tx} = 0{,}85 M_x = 0{,}65\ t.m/ml$

$M_{ax} = 0{,}5 M_x = 0{,}38\ t.m/ml$



- La dalle n'étant pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures de la nappe inférieure à 1 cm de la paroi

Le diamètre max des armatures est : $\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{12}{10} = 1{,}2\ cm$ on prend $\phi = 10\ mm$

d'où $h_x = 10{,}5\ cm$, $h_y = 9{,}5\ cm$.

Ferraillage travée : $M_{tx} = 0{,}65\ t.m/ml \rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \times 0{,}65\ 10^5}{2800 \times 100\ \overline{10{,}5}^2} = 0{,}33$

$\mu = 0{,}33 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}805 \\ K = 10{,}5 \end{cases} \qquad A_{tx} = \frac{M}{\varepsilon \bar{\sigma}_a h_x} = \frac{0{,}65\ 10^5}{0{,}805 . 2800\ 10{,}5} = 2{,}8\ cm^2$ soit 7T10 (e = 17 cm)

<u>appui</u> : $M = 0,38\,t.m/ml \rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \times 0,38\,10^5}{2800 \times 100\,(10,5)^2} = 0,193 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,837 \\ K = 15,8 \end{cases}$

$A_{ax} = \frac{M}{\varepsilon h_x \bar{\sigma}_a} = \frac{0,38\,10^5}{0,837 \times 10,5 \times 2800} = 0,193\,cm^2$ soit 5T8 $e = 25\,cm$

Verifications

- **Contraintes** : $\tilde{\omega} = \frac{A \times 100}{bh} = \frac{5,49 \times 100}{100 \cdot 10,5} = 0,522 \rightarrow \begin{cases} K = 31,1 \\ \varepsilon = 0,8915 \end{cases} \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A\varepsilon h} = 1264\,kg/cm^2$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 40,66\,kg/cm^2$ "Verifiée"

- **fissuration** : $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{5,49}{2 \times 1,5 \times 100} = 0,0183$

$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\varnothing} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 1,6\,10^6}{10} \frac{0,0183}{1 + 0,183} = 3712,59\,kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2800\,kg/cm^2$

- **Condition de non fragilité** $\frac{A_y}{b h_y} \geqslant \frac{1+\rho}{4} \psi_y \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_o}{h_y}\right)^2$ avec $h_o = 12\,cm$

$h_y = 9,5\,cm$

$\bar{\sigma}_b = 5,9\,kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a = 2800\,kg/cm^2$

$\psi_y = 0,54$

d'où $A_y \geqslant 1,6\,cm^2$ (Verifiée)

- **flèche** : * $\frac{h_o}{l_x} = \frac{12}{475} = 2,52\,10^{-2} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_o} = \frac{1}{20}\,0,85 = 4,25\,10^{-2}$ (non verifiée)

alors il faut verifier la flèche CCBA 68 art (6.1.2) stipule que pour tenir compte de l''existence de fissures actuelles dans les zones tendues tendues d'une pièce de béton armé, on substitue au moment d'inertie I_t de la section totale homogeneisée, le moment d'inertie I_f définie par la relation

$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu}$ (avec λ, μ : coefficients) $\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\tilde{\omega}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b}$; $\lambda = \frac{\bar{\sigma}_b}{180\left(2 + 3\frac{b_o}{b}\right)\tilde{\omega}}$

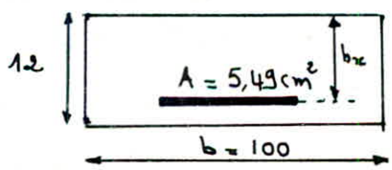
La flèche max est : $\Delta f_t = f_{g\infty} + f_{q_o} - f_{g_o}$

avec $f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}}$; $f_{g_o} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}}$; $f_{q_o} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I_{fi}}$

$G = 680\,kg/m^2$; $P = 100\,kg/m^2 \Rightarrow q = G + P = 680 + 100 = 780\,kg/m^2$

sous "q" $\rightarrow M_q = 0,663\,t.m/ml$

sous (G) $\rightarrow M_g = 0,55\,t.m/ml$



- Valeur de $\tilde{\omega} = \frac{A}{bh} = 0,0052$

$X_G = \frac{12 \times 100 \times 6 + 15 \times 5,49 \times 1,5}{1200 + 15 \cdot 5,49} = 5,71\,cm$

$I_t = 15960,5\,cm^4$

* charge de faible durée : $\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72\left(2 + 3\frac{b_o}{b}\right)\tilde{\omega}} = \frac{5,9}{72\,(2+3) \cdot 0,0052} = 3,15$

* charge de longue durée : $\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 1,26$

Charge q : $\sigma_a = \frac{M_q}{Z A} = \frac{0,663\ 10^5}{9,187 \times 5,49} = 1314,4\ Kg/cm^2 \rightarrow \mu = 0,349$

Pour La charge g : $\sigma_a = \frac{0,578\ 10^5}{9,187 \times 5,49} = 1145,9\ Kg/cm^2 \rightsquigarrow \mu = 0,289$

$I_{fv} = 11798,12\ cm^4 \Rightarrow f_{g\infty} = 0,81\ cm \quad \left(E_V = \frac{E_i}{3} = 126000\ Kg/cm^2 \right)$

* Calcul de f_{g_0} : $I_{fi} = \frac{I_t}{1 + d_i \mu} = 8480,6\ cm^4 \Rightarrow f_{g_0} = 0,42\ cm$

* Calcul de f_{q_0} : $I_{fi} = \frac{I_t}{1 + d_i \mu} = \frac{15960,49}{1 + 3,15 \times 0,349} = 7602,6\ cm^4$

$f_{q_0} = 0,663$

$$f_{q_0} = \frac{0,663\ 10^5\ \overline{4,75}^2\ 10^4}{10\ 378\ 10^3 \times 7602,6} = 0,52\ cm$$

d'où $\Delta f_t = f_{g\infty} + f_{q_0} - f_{g_0} = 0,81 + 0,52 - 0,42 = 0,91\ cm < f_{ad} = \frac{\ell}{500} = \frac{475}{500} = 0,95\ cm$

(Vérifiée)

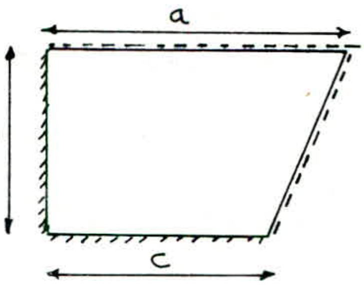
——— - ——— - ———

2. Plancher Gradin : Constitué de trois types de dalles (trapezoïdales, rectangulaires, triangulaires .....]

L'épaisseur de la dalle est determiné par $e \leq \frac{\max(l_x, l_y)}{35} = 16{,}5\ cm$

On prend $e = 15\ cm$.

α/ dalle trapezoïdale : Les dalles trapezoïdalles se calculent selon leur forme approchée comme des dalles rectangulaires, ou triangulaires.

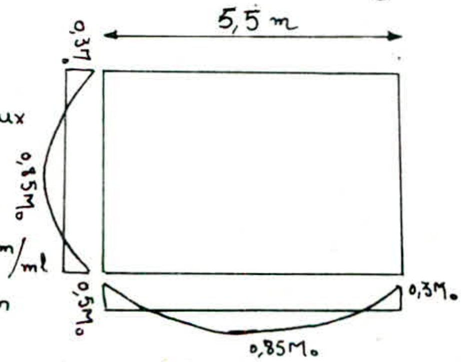


- si $\frac{c}{a} \leq 0{,}25 \Rightarrow$ Dalle triangulaire de base a et de hauteur $B = b\ \frac{a}{a-c}$
- si $\frac{c}{a} > 0{,}25$ Les dalles trapezoïdalles se remplacent par un rectangle de dimensions réduites : $a_r = \frac{2}{3}(2c+a)\frac{a}{a+c}$, $b_r = b - \frac{a(a-c)}{6(a+c)}$

dans notre cas $c = 4{,}05\ m$ $a = 5{,}8\ m \Rightarrow \frac{c}{a} = 0{,}69 > 0{,}25 \rightsquigarrow$ dalle rectang

$\Rightarrow a_r = 5{,}5\ m$ $b_r = 4{,}3\ m$

Le calcul revient à une dalle rectangulaire :



$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4{,}3}{5{,}5} = 0{,}78 > 0{,}4$ dalle porte dans les deux sens

$q = G + 1{,}2P = 879 + 1{,}2\ 500 = 1479\ Kg/m^2$

$\rho = 0{,}78 \rightarrow \mu_x = 0{,}0637$, $M_x = \mu_x q l_x^2 = 1{,}73\ t.m/ml$

$\mu_y = 0{,}655$ $M_y = \mu_y M_x = 1{,}13\ t.m$

Moment de continuité : en travée : $M_{tx} = 0{,}85 M_x$, $M_{ty} = 0{,}85 M_y$

appui : $M_{ax} = -0{,}5 M_x$; $M_{ay} = -0{,}5\ M_y$

- Ferraillage : $.M_{tx} = 1{,}47\ t.m/ml \rightsquigarrow \mu = 0{,}0465 \rightsquigarrow K = 40$, $\varepsilon = 0{,}909 \Rightarrow$

$\sigma'_b = 70{,}0\ Kg/cm^2$ et $A = 4{,}44\ cm^2$ soit 6 T10 $e = 16{,}5\ cm$

$.M_{ty} = 0{,}961\ t.m/ml \rightsquigarrow \mu = 0{,}03 \rightsquigarrow K = 51{,}5$, $\varepsilon = 0{,}9242 \Rightarrow \sigma'_b = 54{,}37\ Kg/cm^2$

et $A_{ty} = 2{,}86\ cm^2$ soit T8 $e = 16{,}5\ cm$

* $M_a^x = M_a^y = 0{,}5 M_x = 0{,}863\ t.m/ml \rightsquigarrow \mu = 0{,}0273 \rightarrow \varepsilon = 0{,}9272$; $K = 54 \Rightarrow$

$\sigma'_b = 51{,}85\ Kg/cm^2$ et $A_a = 2{,}55\ cm^2$ soit 6T8 $e = 16{,}5\ cm$ A =

*** Vérification** : **- fissuration** : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4{,}71}{2 \times 2 \times 100} = 0{,}0117 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856$

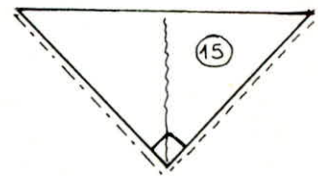
$\sigma_f = 2856\ Kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2800\ Kg/cm^2$ Vérifiée.

- Contrainte : $M = 1{,}47\ tm$, $A = 4{,}71$ d'ou $\bar{w} = \frac{100A}{bh} = 0{,}36 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9067 \\ k = 38{,}1 \end{cases}$

d'ou $\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A} = 2647\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$ et $\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = 68\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$

β/ Dalle triangulaire

- Cette dalle sera calculer par la méthode des lignes de rupture, d'ou le moment de rupture $m = \frac{P}{6}$ (Plaque simplement appuyée sur les deux côtés de l'angle droit), qu'on multiplie par un coefficient de majoration $\gamma = 1,7$ on admet un encastrement partiel aux appuis.



$M_{apx} = M_{apy} = 0,5\,\gamma \cdot m = 0,5 \times 1,7\, m = 0,85\, m$

$M_{tx} = M_{ty} = 0,85\,\gamma\, m = 1,445\, m$

charge uniformément répartie $\Rightarrow$ $q = G + 1,2\,P = 525 + 1,2\; 500 = 1125\ \text{Kg/ml}$

Ferraillage:

- travée : $M_t = 1,445 \times \frac{1,125}{6} = 0,27\,\text{t.m/ml} \rightsquigarrow \mu = \frac{15 \times 0,27\; 10^5}{100 \times 2800 \times 13^2} = 0,0085$

$\rightsquigarrow K = 105$, $\varepsilon = 0,9583$ $\rightsquigarrow \sigma'_b = 26,6\ \text{kg/cm}^2$; $A = 0,8\ \text{cm}^2$

soit 5T8

- appui : $M_a = 0,16\,\text{t.m/ml} \rightsquigarrow \mu = 0,005 \rightsquigarrow \varepsilon = 0,9677$, $K = 140$

$\rightsquigarrow \sigma'_b = 20\ \text{kg/cm}^2$ et $A = 0,45\ \text{cm}^2$ soit **5T5**

Verification de fissuration:

$A : 5T8 = 2,51\ \text{cm}^2$ $\qquad \omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \times 1,4 \times 100} = 0.009$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi}\,\bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1.5 \times 1,6 \cdot 10^6}{8} \cdot 5,9} = 3193\ \text{Kg/cm}^2 > \sigma_1$

on a $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800\ \text{Kg/cm}^2$

donc on a pas de risque de fissuration.

Verification des contraintes :

$M_t = 0,27\,\text{t.m}$

$A = 2,51\ \text{cm}^2$ $\qquad \bar{\omega} = \frac{100\,A}{bh} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13,6} = 0,184 \rightarrow \begin{cases} K = 57 \\ \varepsilon = 0.9306 \end{cases}$

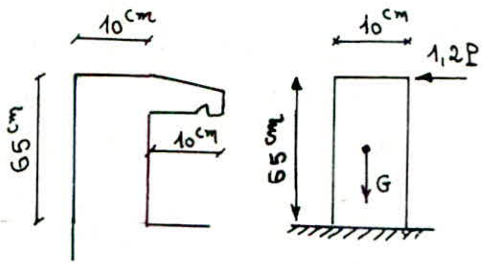
d'ou on aura comme contraintes

$$\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon\, h\, A} = \frac{0.27 \cdot 10^5}{0.93 \times 13,6 \times 2,51} = 850\ \text{Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 15\ \text{Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{Verifiée}$$

ACROTERE

_L'Acrotère est assimilée à une Console encastrée dans le plancher_terrasse. elle est calculée en flexion Composée sous L'effet d'un effort normal dû à son poids propre et d'un moment fléchissant max à La base qui est du à la surcharge de main courante P.



. Les efforts sollicitant l'acrotère sont :

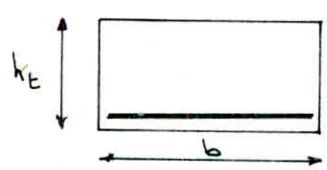
- Poids propre : $G = 0,65 \times 2500 \times 0,1 = 162,5\ Kg/ml$
- Surcharge : $P = 100\ kg/ml$

Pour Le calcul on Considère une section rectangulaire $(0,1 \times 1m)$ soumis à La flexion Composée $\begin{cases} N = G = 162,5\ Kg \\ M = 1,2 \times 100 \times 0,65 = 78\ Kg.m \end{cases}$

La section dangereuse sera au niveau de L'encastrement.

. excentricité : $\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{78}{162,5} = 0,48\ m \\ e_1 = \dfrac{h_t}{6} = \dfrac{0,1}{6} = 0,017\ m \end{array}\right\} \Rightarrow e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellemt Comprimée.

Calcul de la section d'armatures



$f = \dfrac{h_t}{2} - d = \dfrac{10}{2} - 2 = 3\,cm$,

Moment fictif : $M_f = N e_a = N\left(e_0 + \dfrac{h_t}{2} - d\right) = M + N.f$

$M_f = 78 + 162,5 \times 3\ 10^{-2} = 83\ Kg\,m/ml.$

On calcule la section en flexion simple avec La méthode de P. charron

$\mu = \dfrac{15 M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 .\ 83.10^2}{2800 .\ 100 .\ 8^2} = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0,962 \\ K = 118 \end{cases}$

$A_{fs_1} = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \dfrac{83.10^2}{2800 \times 0,962 \times 8} = 0,38\ cm^2/ml$ $\qquad \sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K} = 23,7\ kg/cm^2 \ll \bar{\sigma}'_b$

$A_{fc_1} = A_{fs_1} - \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,38 - \dfrac{162,5}{2800} = 0,33\ cm^2/ml$

Condition de non fragilité (CCBA art 52)

$A \geq 0,69\, b h \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \rightarrow A \geq 0,69\ 100\ 8\ \dfrac{5,9}{4200} = 0,78\,cm^2/ml$

Conclusion : on adoptera $5T8/ml$ $(A = 2,51\ cm^2/ml)$ avec un espacement $e = 20\,cm$. On prévoit également des armatures ⊥ aux armatures principales (ces premières sont Constructives).

• Condition de non fissuration

$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{100 \times 4} = 63\,10^{-4}$

$K = 1,5\,10^6$ (fissuration peu nuisible)

$\eta =$ (Acier HA)

$\bar{\sigma}_b = 5,9\ Kg/cm^2$

$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} = 1878\ Kg/cm^2$

$\Rightarrow \sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{K\eta}{\phi}\bar{\sigma}_b} = 3226\ Kg/cm^2$

$max(\sigma_1, \sigma_2) = 3226\ Kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2800\ Kg/cm^2$

(Vérifiée)

• Vérification de L'effort tranchant :

$A\bar{\sigma}_a \geqslant T + \frac{M}{z}$ avec $z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8}8 = 7^{cm}$

$T + \frac{M}{z} = 1,2 \cdot 100 - \frac{83\,10^2}{7} < 0$

$\Rightarrow$ inutile de faire la vérification.

• Vérification du seisme local de l'acrotère :

d'après le "RPA81" art 3.3.9, On doit vérifier le seïsme local dans les éléments secondaires de la structure : l'acrotère sera vérifiée sous l'action de la force horizontale : $F_p = Z.I.C_p.W_p$

- W_p : poids de l'"elément $\rightarrow W_p = 187,5\ Kg$

- $Z = \frac{A(\text{groupe d'usage 1, Zone II})}{A(\text{groupe d'usage 1, Zone III})} = \frac{0,25}{0,35} = 0,714$

- $I = \frac{\text{Valeur du Coefficient A pour Le Grpe d'usage du batiment}}{\text{Valeur du Coef A pour Le Grpe d'usage II}} = \frac{0,25}{0,15} = 1,66$

- C_p = facteur de force horizontale $\rightarrow C_p = 0,8$

- $F_p = Z.I.C_p.W_p = 1,19 \cdot 0,8 \cdot 187,5 = 178,6\ Kg/ml > 1,2P = 120\ Kg/ml$

Conclusion : L'acrotère est dimensionnée avec un effort inferieur à la force sismique, donc on recalculera Les armatures avec F_p et on les compare avec celles trouvées par La Condition de non fragilité.

$M = F_p \cdot h = 178,6 \cdot 0,65 = 116,5\ Kg.m/ml$

. excentricité :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{116,5}{162,5} = 0,714\ m$

$e_1 = \frac{h_t}{6} = 16,7\ cm$

$\Rightarrow e_0 > e_1 \Rightarrow$ S.P.C

- Moment fictif : (M_f)

$M_f = N \cdot e_a = M + N \cdot f = 116,1 + 162,5 \cdot 0,03 = 121$ Kg m/ml

- Section d'armature :

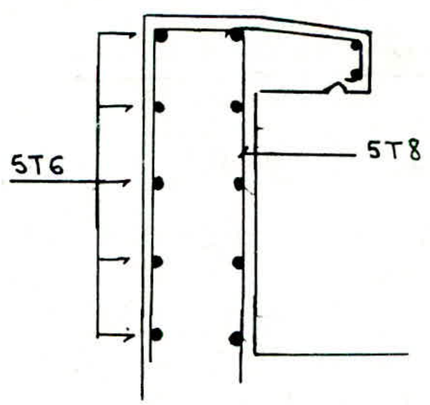
$$\mu = \frac{15 M_f}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 121 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0101 \Longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9550 \\ K = 96 \end{cases}$$

$$A_{fs_2} = \frac{M_f}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{121 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,955 \cdot 8} = 0,566 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc_2} = A_{fs_2} - \frac{N}{\sigma_a} = 0,566 - \frac{162,5}{2800} = 0,508 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : $A \geq 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La section d'armature calculée st inferieur à la condition de non fragilité et à la section d'armature adoptée $A = 2,51 \text{ cm}^2$, donc on prend $A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (5T8/ml) e = 20 cm, et 5T6 d'armature de peau.



_ ETUDE DU SOL _

* Caracteristiques GeoLoGiques du site :

D'apres La carte hydrogéologique de La region D'ALGer en echelle 1 : 200.000. Notre site est implanté dans La region du miocène superieur dont Les dépots sont représentes par des Marnes et des argiles. Afin de reconnaitre la nature du sol, deux sondages ont été realisés à la profondeur de 8,00 m. Ceci ont donné des coupes assez semblables et ils révèlent un Complexe de depôts argileux à marneux.

Le sol est composé de trois couches: La première couche est située entre le niveau 0,0 et 3,00 m formée d'une argile calcaire compacte, la deuxième couche entre 3,0 et 6,0 m (argile plastique), à partir de 6,00 m de profondeur on a une couche de Marne.
Les Caractéristiques du sol argileux sont donnés en fourchette d'apres les essais au Laboratoire:

- Indice de consistance de 0,97 à 1,16
- teneur en eau de 13,3 à 20,3%
- Coefficient de tassement de 0,103 à 0,223
- Coefficient de gonflement de 0,041 à 0,106

* D'apres Les essais "in situ" et ceux au Laboratoire, la portance du sol est suffisante pour une fondation superficielle.
Le taux de travail admissible du sol est déterminé à partir des essais de Cisaillement, (Sol argileux $c = 0,3\ Kg/cm^2$, $\varphi = 18°$)

. Semelle isolée : $$\bar{\sigma}_s = \gamma_h D + \frac{\rho \gamma_h D + \gamma_h D (N_q - 1) + 1,3\, c N_c}{F}$$

avec $\rho = \dfrac{B}{2\left(1 + \frac{B}{L}\right)}$ (semelle rectangulaire)

Pour une semelle rectangulaire de dimension $B \times L = 3,10\,m \times 4\,m$ ancré à 1,50 m de profondeur on trouve $\bar{\sigma}_s = 2,69\ Kg/cm^2$ avec $F = 3$ coefficient de sécurité, $\gamma_h = 2,12\ t/m^3$, $c = 0,3\ Kg/cm^2$, $\varphi = 18° \longrightarrow$
$N_q = 5,25$; $N_\gamma = 3,69$; $N_c = 13,1$.

vu La nature du sol et satendance au Gonflement on prendra un taux de travail admissible de 2 bars.

- Etant dans une probabilite de gonflement des sols toute Les précautions au point de vue d'"exécution du chantier, d'"exploitation ainsi que La construction devront être tenues.

- Pour proteger Les sols contre Le changement d'"etat et Le Gonflement au cours d'"exécution du chantier, il faut respecter Les recommandations suivantes:

- protéger Les fouilles des semelles contre L'influence et la stagnation d'eau quelconque.

- exécuter Les dernières couches (d'"epaisseur de 0,1 m - 0,2 m) de fouille juste avant Le coulage du bèton.

- Remplir Les fouilles par Le même sol argileux, bien compacté.

En Plus il est à noter que L'exeution d'un drainage efficace autour du batiment est indispensable.

CALCUL DES FONDATIONS

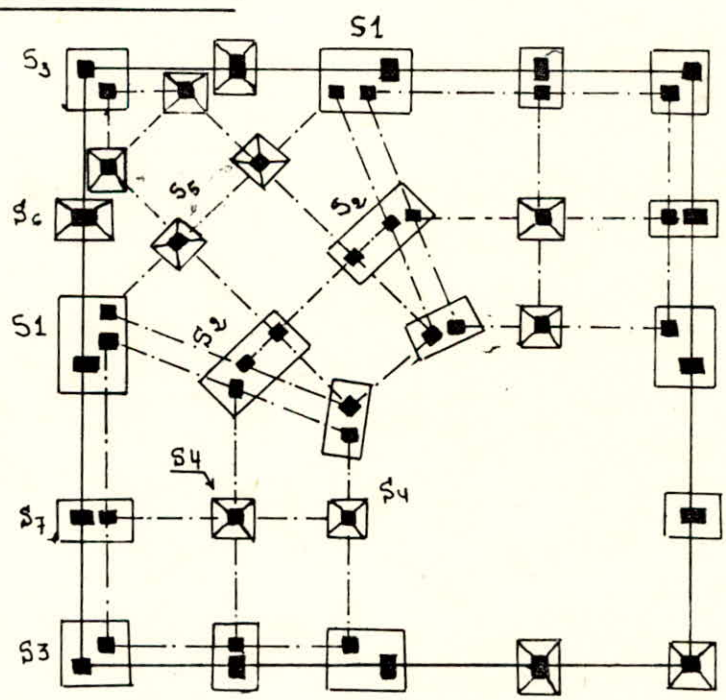
INTRODUCTION: Les Fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles; Nous avons ≠ Types de semelles :

- Semelles isolées sous un poteau.
- Semelles " " deux poteaux.
- Semelles continues, ss trois poteaux

Le dimensionnement et le calcul des semelles se fait sous max (1,5SP$_1$, SP$_2$) le prédimensionnement se fait sous SP1 et la vérification de la stabilité de la fondation sous SP2.

La solution adoptée pour les poteaux rapprochés est celle d'un radier simple ou semelle sous plusieurs poteaux. Pour ce type de semelles et vu la disposition de leurs axes, les efforts seront rapportés au centre de Gravité de la section suivant ces axes.

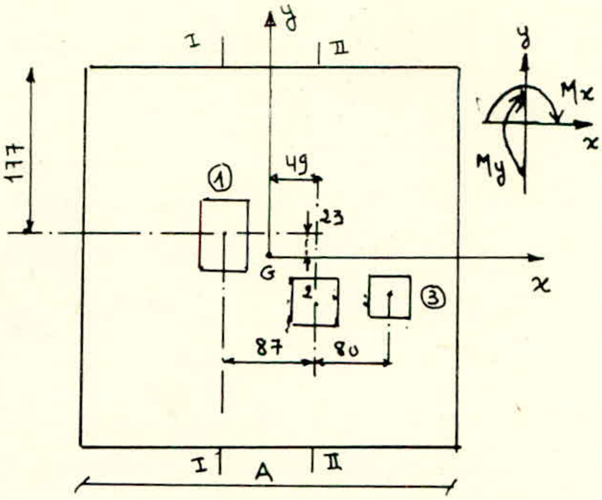
. Vue en Plan des fondations :



Semelle S1:

Efforts:

Sous SP1 :



$N_1 = 60,63t$. $N_2 = 21,53^t$ $N_3 = 11,49^t$

$M_{1x} = 0.t.m$ $M_{2x} = 3t.m$ $M_{3x} = -0,6t.m$

$M_{1y} = 37,02t.m$ $M_{2y} = 2,29t.m$ $M_{3y} = 0,6t.m$

. Efforts rapportés au C.D.G de la fondation:

$N_G = 93,65^t$ $M_{x_G} = 2,4t.m$, $M_{yG} = 39,91t.m$

Sous SP_2 :

Sens y : $N_G = 99,04t$; $M_{xG} = -0,77t.m$; $M_{yG} = 118,55t.m$

Sens x : $N_G = 88,05t$; $M_{xG} = 40,31t.m$; $M_{yG} = 41,38t.m$

Deux solutions sont envisagées pour cette semelle:

(I) semelle sous 3 poteaux (radier simple)

(II) semelle sous 3 poteaux assemblés par un socle formant un palais de transmission des efforts.

. Solution I

. Dimensions choisies: $A = 400$ $B = 400$ $h_t = 60cm$

Vérification de la stabilité sous SP_2 :

$N_G = 99,04t$ Poids des terres: $N_t = 48,48^t$

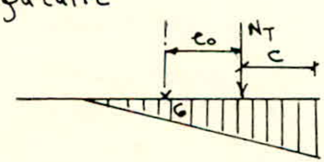
$M_{xG} = -0,77t.m$ Poids de la semelle : $N_s = 24^t$

$M_{yG} = 118,55t.m$ $N_T = N_t + N_s = 171,5t$.

$$e_0 = \frac{M_{yG}}{N_T} = 69,1 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 100cm$$ Verifiée "semelle stable"

Verification des Contraintes :

$$e_0 = \frac{M}{N_T} = 69,1cm > \frac{A}{6} = 66,6cm \Rightarrow$$ Diagramme triangulaire



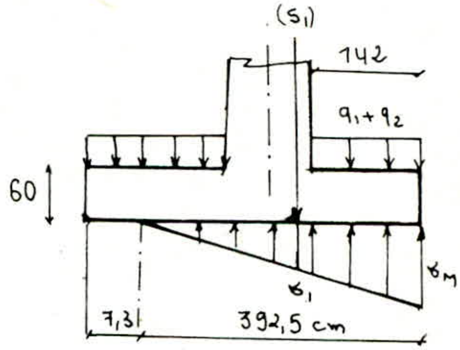
$$Q = N_T = \frac{\sigma_M L B}{2} \quad \text{avec } L = 3c = 3\left(\frac{A}{2} - e_0\right) = 392,7cm$$

$$\text{d'où } \sigma_M = \frac{2Q}{BL} = \frac{2 \cdot 171,5 \, 10^3}{400 \cdot 392,7} = 2,18 \, kg/cm^2$$

on doit avoir $\sigma(\frac{A}{4}) \leq \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot 2 = 2,66 Kg/cm^2$ $\rightarrow \sigma(\frac{A}{4}) = \frac{3}{4}\sigma_M = 1,63 Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s$

Ferroillage : Le Calcul des armatures se fera par La méthode des Consoles.

. Coupe I-I :



. Poids propre de La semelle : $q_1 = 6\,t/ml$

. Poids du Remblai : $q_2 = 12,11\,t/ml$

* Contraintes : $\sigma_1 = 13,33\,t/m^2$ $\sigma_M = 21,8\,t/m^2$

Moment dans La section S_1 :

$$- M_1 = B d^2 \frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6} = 4 \cdot 1,52^2 \frac{13,33 + 2.1}{6} = 88,26\,t.m$$

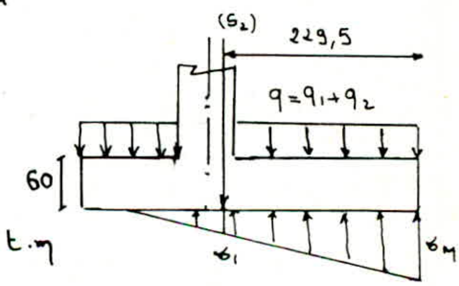
$$- M_q = \frac{q\,l^2}{2} = \frac{18,11 \cdot 1,42^2}{2} \ldots\ldots = 18,26\,t.m$$

total $M'_1 = 70\,t.m$

. armatures : $A_{inf} = \dfrac{M'_1}{z\,\bar{\sigma}_a} = \dfrac{70\ 10^5}{\frac{7}{8}\ 55 \cdot 4200} = 34,63\,cm^2$ soit : $A_2 = 24T14$

$$M''_1 = \frac{18,11}{2}\ 0,073^2 = 0,048\,t.m \longrightarrow A_{sup} = \frac{M''_1}{z\,\bar{\sigma}_a} = 0,023\,cm^2 \quad \text{soit } A_s = 3T12$$

. Coupe II-II :



$\sigma_1 = 9,05\,t/m^2$, $\sigma_M = 21,8\,t/m^2$

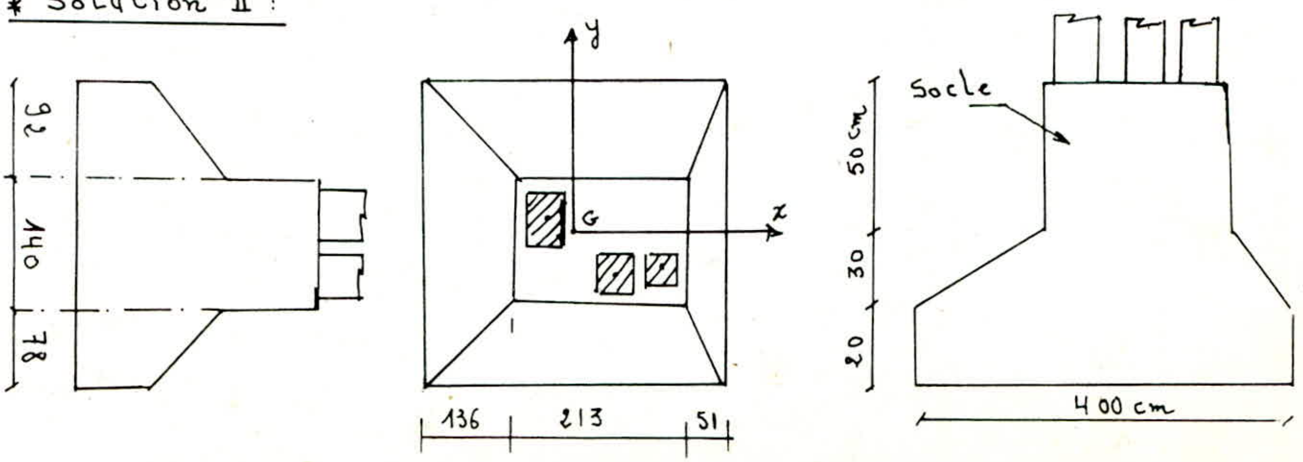
. $M_2(S_2) = 184,9\,t.m$

. $M_q\,(\text{terre}) = 47,7\,t.m$ $\Rightarrow M'_2 = 184,9 - 47,7 = 137,2\,t.m$

armature : $A_{2\,inf} = \dfrac{M'_2}{z\,\bar{\sigma}_a} = \dfrac{137,2\ 10^5}{\frac{7}{8}\ 55\ 4200} = 67,87\,cm^2$ soit $A_2 = 22T20$

La section d'armature $A_1 < A_2$ donc on ferraille avec A_2.

*** Solution II :**



- Dimension : $A \times B = 310 \times 400$ $h_t = 50$ cm

. Stabilité de La semelle

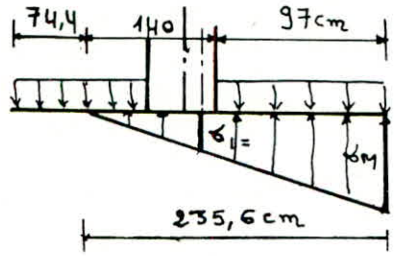
SP2 : (y-y) $\begin{cases} N = 99{,}04t \\ M_x = -0{,}78 t.m \\ M_y = 118{,}58 t.m \end{cases}$

$N_T = N_S + N_{terre} + N = 16 + 40 + 99{,}04 = 155{,}04 t$

$e_0 = \frac{M}{N_T} = \frac{188{,}58\,10^5}{155{,}04\,10^3} = 76{,}46^{cm} < \frac{A}{4} = 77{,}5$ cm

Semelle stable

. Vérification des Contraintes du sol



$e_0 = 76{,}46^{cm} > \frac{A}{6} = 51{,}66^{cm}$

⇒ Diagramme de réaction du sol triangulaire.

$\sigma_M = \frac{2Q}{3(\frac{A}{2} - e_0)B} = 3{,}2$ Kg/cm²

$\sigma(\frac{A}{4}) = \frac{3}{4}\sigma_M = \frac{3}{4}\,3{,}2 = 2{,}4$ kg/cm² $< 1{,}50\,\bar{\sigma}_S = 1{,}50.2 = 3{,}00$ kg/cm² (vérifiée)

. Ferraillage :

du diagramme on déduit : $M'_1 = 4 \times \overline{0{,}97}^2\ \frac{18{,}9 + 2.32}{6} = 52$ t.m

$M_q = \frac{q\ell^2}{2}$ . . . . 8 t.m

$M'_{tot} = 44$ t.m

. armatures

$A'_{y\,inf} = \frac{M}{z\,\bar{\sigma}a} = \frac{44.10^5}{\frac{7}{8}\,45\;4200} = 26{,}7$ cm² soit 24T12

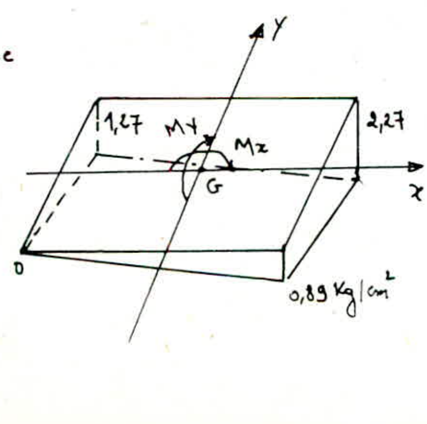
*** Sens x-x :**

sous SP_2 : $\begin{cases} N = 88{,}05t \\ M_x = 40{,}31 t.m \\ M_y = 41{,}38 t.m \end{cases}$

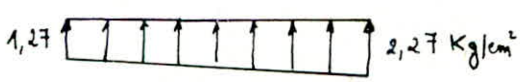
$N_T = N_S + N_t + N = 144{,}79^t$

$e_0 = \frac{M}{N_T} = 27{,}8$ cm $< \frac{A}{4} = 100$ cm (stabilité vérifiée)

$e_0 = \frac{M}{N_T} = 27{,}8$ cm $< \frac{B}{6} = 66{,}6$ cm ⇒ répartition trapezoïdale



. sens x



$M'_1 = 3 \times \overline{1{,}36}^2\ \frac{12{,}7 \times 2 + 16{,}1}{6} = 41{,}52$ t.m

$M_{pp+t} = q\frac{\ell^2}{2} = 13{,}435 . \frac{\overline{1{,}36}^2}{2} = 12{,}42$ t.m

- $M'_t = 41{,}52 - 12{,}42 = 29{,}1\ t.m \Rightarrow A_x = \dfrac{M}{z\,\bar{\sigma}_a} = \dfrac{29{,}1\,10^5}{\frac{7}{8}\,43{,}2\ 4000} = 19{,}24\ cm^2$

Soit $A = 15T10$

. Vérification

. Cisaillement : $T^{max} = 35{,}64^t \Rightarrow \tau_b = \dfrac{T^{max}}{b.z} = \dfrac{35{,}64\,10^3}{213\,\frac{7}{8}\,45} = 5{,}84\ Kg/cm^2 < 1{,}15\,\bar{\sigma}_b$

. Adhérence :

$\phi \leq \dfrac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a}\,B$ avec $\bar{\tau}_d = 1{,}25\,\psi^2\,\bar{\sigma}_b = 1{,}25 . \bar{1{,}5}^2\,5{,}9 = 16{,}6\ Kg/cm^2$

Sens x :

$\phi = 1\ cm < \dfrac{16{,}6}{2\,800} . 400 = 2{,}37\ cm$ → On met pas de crochets

Sens y :

$\phi = 1{,}2\ cm < 1{,}83\ cm$ (vérifiée) pas de crochets

. Conclusion : On adopte la 2ème solution car elle est plus économique que la première, et on prévoit des armatures de frettage pour le palai de transmission.

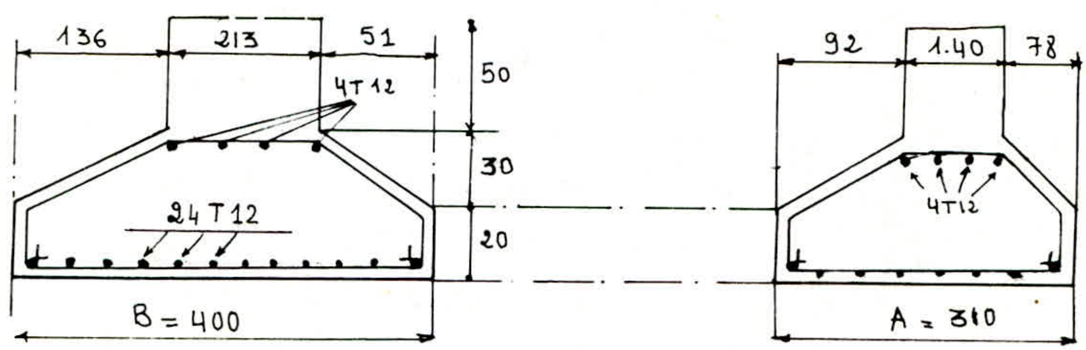
- dans le sens longitudinal (x-x) : 15T 10 (inferieure) ep = 20,5 cm

- dans le sens transversal (y-y) : 24T 12 (inferieure) ep = 13 cm

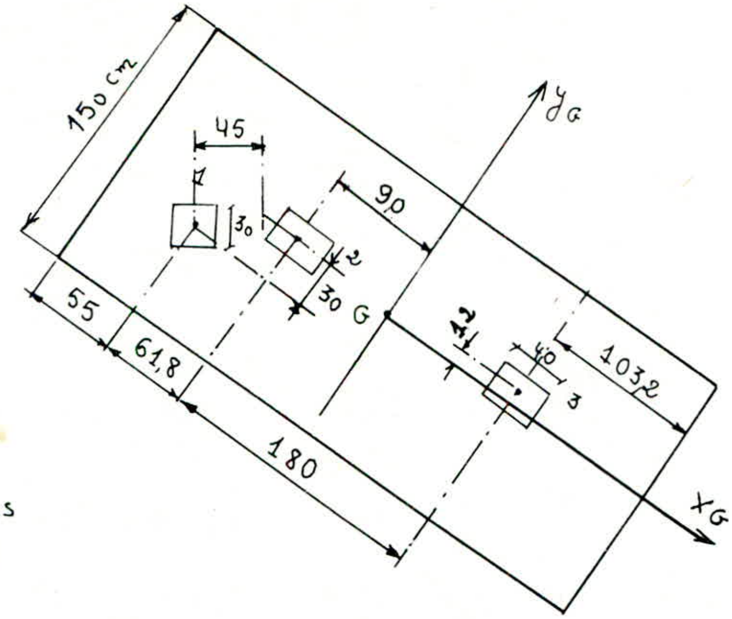
Armatures superieures :

- dans la direction x : 4T12

- dans " " y : 4T12



Semelle S2 :



La méthode utilisée pour le calcul de la semelle (continue) est la méthode classique basée sur l'hypothèse d'une semelle infinement rigide, et d'une distribution linéaire des contraintes sous la semelle.

- Capacité portance vis à vis de la rupture :

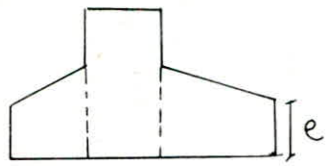
$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h D + \frac{\gamma_h \rho N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + C N_c}{F}$$

. γ : densite du sol $= 2{,}12 t/m^2$
. $D = 1{,}50 m$ (ancrage)
. $C = 0{,}3 kg/cm^2$ (cohésion)

. N_q, N_γ, N_c facteur de capacité portante sans dimension.
. φ : angle de frottement $= 18°$ $\quad \varphi = 18° \rightarrow N_\gamma = 3{,}69$, $N_q = 5{,}25$, $N_c = 13{,}1$

d'où $\bar{\sigma}_s = 2{,}12 \cdot 1{,}50 + \dfrac{2{,}12 \cdot 0{,}545 \cdot 3{,}69 + 2{,}12 \cdot 1{,}5\,(5{,}25-1) + 3 \cdot 13{,}1}{3} = 2{,}2 kg/cm^2$

- Le fonctionnement de cette semelle qui doit être assez rigidite de fait dans les deux directions, La hauteur de la poutre de rigidité doit être telque :



$h_t = \left(\frac{l}{6} \div \frac{l}{9}\right) = (30 \div 20)$ On prend $h_t = 50 cm$
ce qui ne fera qu'augmenter La rigidite, et $d = 5 cm \rightarrow h = 45 cm$
hauteur de La semelle : $h \geqslant \dfrac{B - b}{4} = \dfrac{150 - 70}{4} = 20 cm$ on prend $h = 25 cm$
. $h_t = 30 cm$, $e \geqslant 6\phi + 6$ avec $\phi = 1{,}6 \rightarrow e \geqslant 15{,}6 cm$ $\quad e = 20 cm$

- Determination de la longueur élastique

$$l_e = \sqrt[4]{4 \frac{EI}{Kb}}$$

I : inertie de la semelle
E : module d'elasticité du béton
K : Coefficient de raideur du sol $= 8 kg/cm^2$
b : largeur de la semelle

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2.10^5 \cdot 150 \cdot \overline{30}^3}{8 \cdot 150 \cdot 12}} = 122{,}5 cm$$

si $\ell \leq \frac{\pi}{2} \ell_e$, le calcul se fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'ya pas lieu de faire le calcul relatif à la poutre sur sol élastique.

ℓ : distance entre les charges qui sollicitent la poutre.

$\ell = 180\ cm < \frac{\pi}{2}\ 122{,}5 = 192{,}5 cm \Rightarrow$ répartition linéaire des contraintes sur le sol.

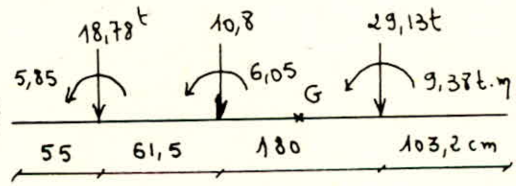
Stabilité de la semelle sous "SP2"

Poids de la semelle $N_1 = 4{,}2^t$

Poids des terres $\underline{N_2 = 19{,}08^t}$

$N' = 23{,}28 t$

(SP2)



$R = 18{,}78 + 10{,}8 + 29{,}13 = 58{,}71^t$

$N_t = R + N' = 58{,}71 + 23{,}28 = 81{,}99^t$

$M/_G = 33{,}27\ t.m$

$\Rightarrow e = \frac{M/G}{N_t} = 0{,}40\ m < \frac{L}{4} = 1{,}00\ m$

"Semelle stable"

Vérification des contraintes:

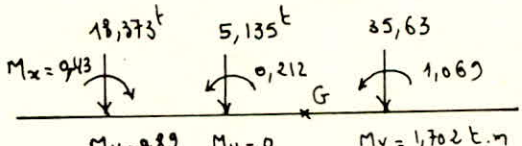
$\cdot SP_2$: $\sigma_{1,2} = \frac{N_t}{S}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) = \frac{58{,}71\ 10^3}{150.400}\left(1 \pm 6\ \frac{40}{400}\right)$

$\sigma_{1,2} = 0{,}978\ (1 \pm 0{,}6) \rightsquigarrow \sigma_1 = 1{,}56\ Kg/cm^2 ; \sigma_2 = 0{,}39\ Kg/cm^2$

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3.1{,}56 + 0{,}39}{4} = 1{,}27\ Kg/cm^2$

on doit avoir $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 1{,}27\ Kg/cm^2 < 1{,}50 . 2{,}20 = 3{,}33\ Kg/cm^2$

Sous (SP1) :



$N_t = N_1 + N_2 + R = 23{,}28 + 59{,}13 = 82{,}41\ t$

$M_{xG} = 1{,}7\ t.m$

$\Rightarrow e = \frac{M}{N_t} = 2{,}06\ cm.$

$\sigma_{1,2} = \frac{N_{tot}}{S}\left(1 \pm 6\ \frac{e}{L}\right) = \frac{82{,}41\ 10^3}{150.400}\left(1 \pm \frac{6.2{,}06}{400}\right)$

$\sigma_1 = 1{,}41\ Kg/cm^2$

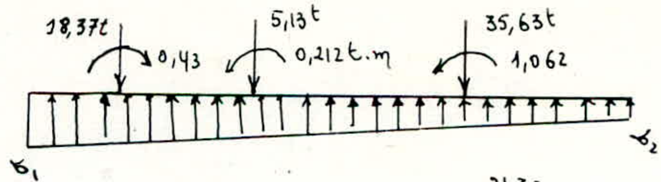
$\sigma_2 = 1{,}33\ Kg/cm^2$

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3.\ 1{,}41 + 1{,}33}{4} = 1{,}39\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s$

(Vérifiée)

- Diagrame de M et T

(SP1)

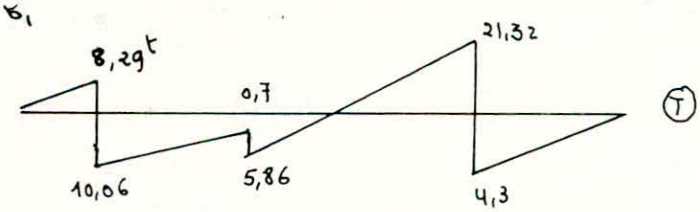


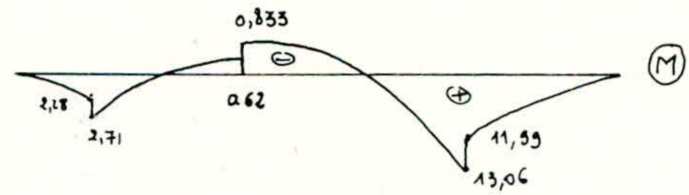
$R = 59{,}13^t$

$e = \dfrac{M}{R} = \dfrac{1{,}7}{59{,}13} = 0{,}028\,m$

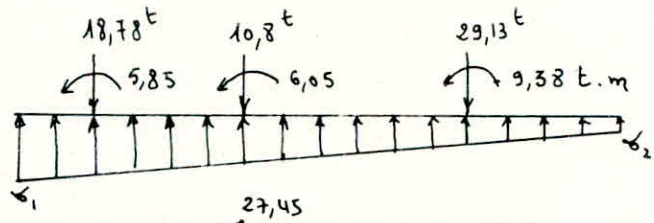
$\sigma_{1,2} = \dfrac{N}{S}\left(1 \pm 6\,\dfrac{e}{L}\right)$

$\sigma_1 = 10{,}28\,t/m^2$, $\sigma_2 = 9{,}43\,t/m^2$





Plus défavorable sous (SP2)

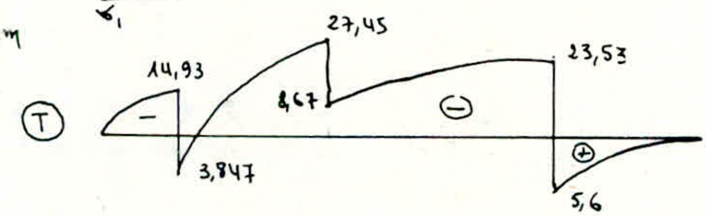


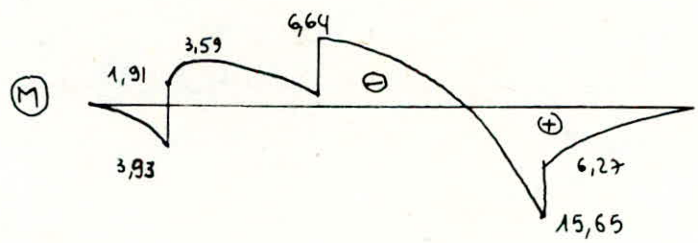
$R = 58{,}71^t$, $M = 33{,}27\,t.m$

$e = \dfrac{M}{N} = 0{,}40\,m.$

$\sigma_1 = 18{,}1\,t/m^2$

$\sigma_2 = 1{,}467\,t/m^2$





Ferraillage :

a) Armatures longitudinales de traction : Le ferraillage se fait sous

$M = \max\left(1{,}5\,M(SP1),\ M(SP2)\right)$

. Section rectangulaire : $b = 70\,cm$, $h_t = 50\,cm \rightarrow h = 45\,cm$

- Appuis : $M_1^{max}(SP_1) = 13{,}06\,t.m$

$\mu = \dfrac{15 \cdot 13{,}06\,10^5}{70 \cdot \overline{45}^2 \cdot 2800} = 0{,}049 \longrightarrow \begin{cases} K = 38{,}8 \\ \varepsilon = 0{,}9071 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K} = 72{,}16\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{13{,}06\ 10^5}{0{,}9071 \cdot 45 \cdot 2800} = 11{,}42\ cm^2 \quad \text{soit} \quad 6T16 \quad A = 12{,}06\ cm^2$$

- Moment entravée $\quad M(SP_2) = -6{,}64\ t.m$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6{,}64\ 10^5}{70 \cdot 45 \cdot 4200} = 0{,}0167 \rightsquigarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9425 \\ K = 72{,}0 \end{cases} \rightsquigarrow \sigma'_b = \frac{4200}{72} = 58{,}3\ kg/cm^2$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{6{,}64\ 10^5}{0{,}9425 \cdot 45 \cdot 4200} = 3{,}73\ cm^2 \quad \text{soit} \quad 4T12 \quad A = 4{,}52\ cm^2$$

Verifications:

1/ effort tranchant : $\quad A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 21{,}32\ 10^3 - 13{,}06 \cdot 10^5 / \frac{7}{8} \cdot 45 < 0$

(Verifiée)

2°) entraînement des armatures :

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}, \quad T^{max} = 21{,}32^t \Longrightarrow \tau_d = \frac{21{,}32\ 10^3}{30{,}15 \cdot \frac{7}{8}\ 45} = 17{,}2\ kg/cm^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d = 2\psi_d\, \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}9 = 17{,}7\ kg/cm^2 \quad \text{(Vérifiée)}$$

3°) armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T^{max}}{b\, z} = \frac{21{,}3\ 10^3}{70 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 7{,}73\ kg/cm^2$$

$$\sigma'_b = 78{,}65\ kg/cm^2 \rightsquigarrow 68{,}5 < \sigma'_b < 137 \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}\right)\bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \frac{78{,}65}{68{,}5}\right) 5{,}9 = 23{,}16\ kg/cm^2 > \tau_b = 3{,}5\bar{\sigma}_b = 20{,}65\ kg/cm^2$$

On utilise des armatures ⊥ à la ligne moyenne, soit 3 cadres T10

$A_t = 6{,}28\ cm^2$ avec $\bar{\sigma}_{at} = 2800\ kg/cm^2$

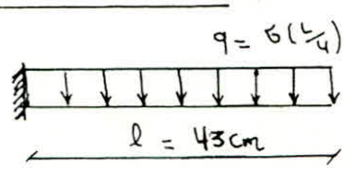
• espacement : $\quad t = \frac{A_t\, z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{6{,}28 \cdot 7/8 \cdot 45 \cdot 2800}{21{,}32\ 10^3} = 32{,}47\ cm$

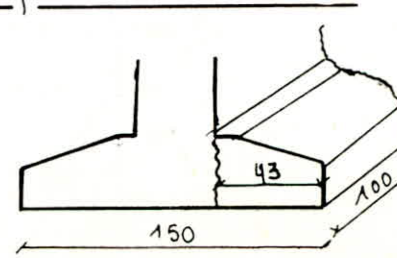
$$\bar{t} = \begin{cases} t_1 = 0{,}2h = 9\ cm \\ t_2 = \left(1 - 0{,}3\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h = 27{,}31\ cm \end{cases}$$

On prend un espacement constant le long de la poutre $t = 25\ cm$

. Détermination des armatures ⊥ à la poutre de Rigidité

Méthode des Consoles





$q = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) \times 1{,}00 = 10{,}07 \cdot 1{,}00 = 10{,}07\ t/ml\ (SP_1)\ ;\ q(SP_2) = 18{,}37\ t/ml$

La section dangereuse étant celle de l'encastrement.

$$M^{max} = q\frac{l^2}{2} = 18{,}37 \cdot \frac{\overline{0{,}43}^2}{2} = 1{,}69\ t.m\ (SP_2)$$

- nous avons une section rectangulaire de $b = 100$ cm, $h = 25$ cm

$$\mu = \frac{15 \cdot 1{,}69\ 10^5}{100 \cdot 4200 \cdot \overline{25}^2} = 0{,}0097 \rightsquigarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9587 \\ K = 106 \end{cases} \rightsquigarrow \sigma'_b = \frac{4200}{106} = 39{,}6\ kg/cm^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 8{,}85\ kg/cm^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{1{,}47\ 10^5}{0{,}9587 \cdot 25 \cdot 4200} = 1{,}46\ cm^2 \quad \text{soit } 5T10/ml$$

. Armatures de répartition : soit 3T10

Vérification au cisaillement au niveau de l'encastrement

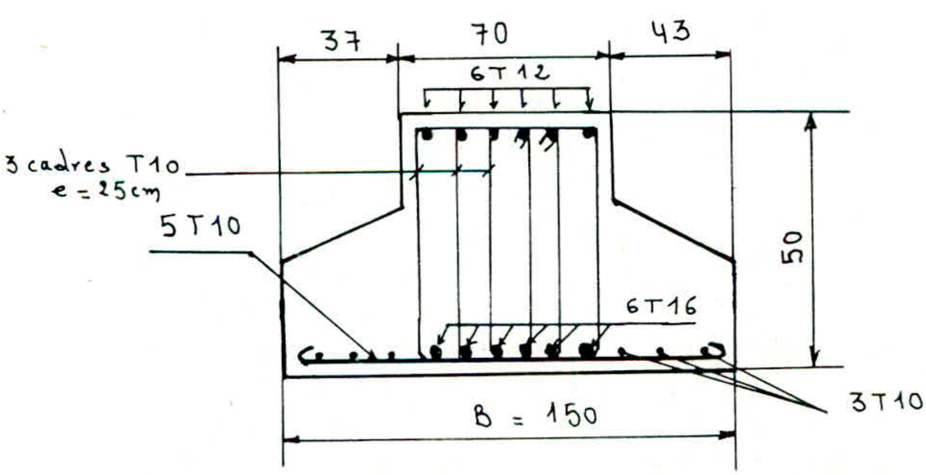
$$\tau_b = \frac{T^{max}}{b \cdot Z} \quad \text{avec } T^{max} = q \cdot l = 18{,}37 \cdot 0{,}43 = 7{,}898\ t$$

$$\tau_b = \frac{7{,}898\ 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 25} = 3{,}61\ kg/cm^2 \quad , \sigma'_b = 39{,}6\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \rightsquigarrow$$

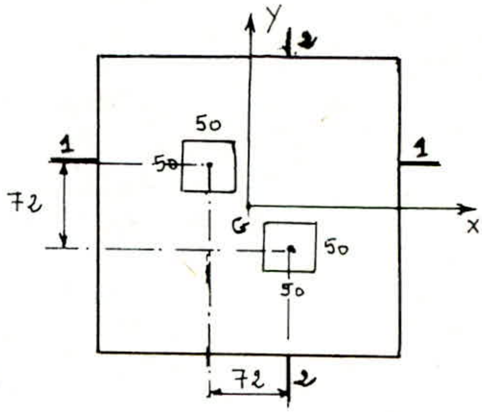
$$\bar{\tau}_b = 3{,}5\ \bar{\sigma}_b = 3{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}9 = 30{,}97\ kg/cm^2 > \tau_b \quad (\text{Vérifiée}).$$

Pas de risque de cisaillement

schéma du Ferraillage



- Semelle "S3" : (semelle sous 2 poteaux)



- Prédimensionnement : sous "SP1"

$N_G = 34{,}85^t$
$M_{xG} = -2{,}58\ t.m$
$M_{yG} = 3{,}5\ t.m$

- On prendra comme dimension : $A \times B = 200 \times 200$
- Vérification de la stabilité sous SP2

- $N_G = 42{,}84\,t$
- $M_{Gx} = 8{,}518\ t.m$
- $M_{Gy} = 6{,}398\ t.m$

Poids propre de la semelle : $2 \times 2 \times 0{,}4 \times 0{,}25 = 4^t$

Poids des terres : $2{,}12 \times 1{,}5 \times [2 \times 2 - 0{,}5 \times 0{,}5 \times 2] = 11{,}13^t$

$N_{tot} = 42{,}84 + 4 + 11{,}13 = 57{,}97\,t$

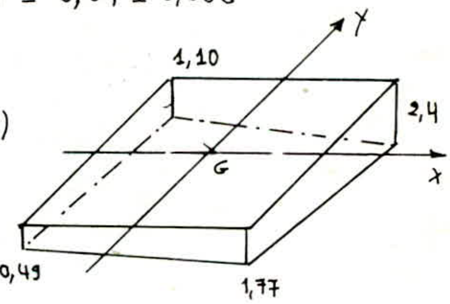
$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{8{,}518\ 10^5}{57{,}97\ 10^3} = 14{,}7\ cm < \frac{A}{4} = 50\ cm \quad \text{(Vérifiée)}$$

- Contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} = 1{,}44 \pm 0{,}64 \pm 0{,}306$$

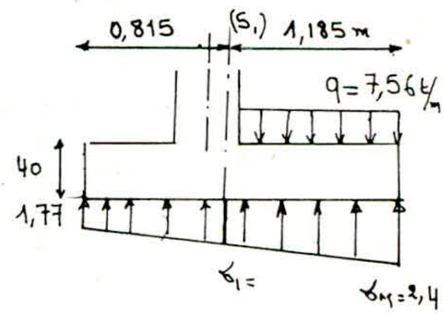
$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3.2{,}4 + 1{,}77}{4} = 2{,}24\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s$$

avec $\bar{\sigma}_s = 2{,}66\ kg/cm^2$ (SP2)



- Ferraillage :

- Coupe 1.1 : (Sens y-y)



$$\sigma_1 = 1{,}77 + \frac{81{,}5}{81{,}5 + 118{,}5}(2{,}4 - 1{,}77) = 2{,}03\ kg/cm^2$$

$$M_1 = 2 \times \overline{1{,}185}^2 . \frac{2{,}03 + 2 \times 2{,}4}{6} . 10^2 = 31{,}97\ t.m$$

$$M_q = 7{,}56\ \frac{\overline{1{,}11}^2}{2} \ldots\ldots\ldots = 4{,}7\ t.m$$

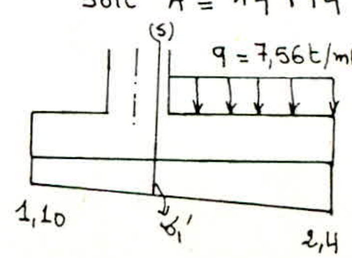
$$M_{tot} = 27{,}27\ t.m.$$

- armatures inférieures

$$A = \frac{M}{z\,\bar{\sigma}_a} = \frac{27{,}27\ 10^5}{\frac{7}{8}\ 35\ 4200} = 21{,}2\ cm^2$$

Soit $A = 14\,T14$

- Coupe 2.2 sens (x-x) : On adopte même ferraillage que le sens y-y puisque les efforts sont très proche.



- Vérifications :

- **Cisaillement** : L'effort tranchant max est : $T^{max} = 24{,}6^t$

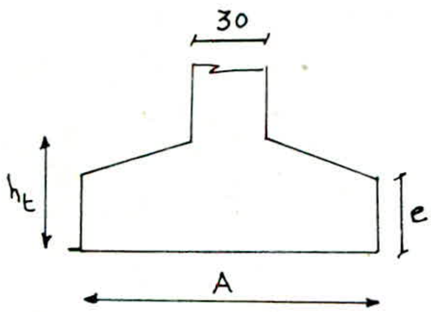
$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{24{,}6\ 10^3}{200 \cdot \frac{7}{8}\ 35} = 4\ kg/cm^2 < 1{,}15\ \bar{\sigma}_b = 1{,}15 \cdot 5{,}9 \cdot 1{,}5 = 10{,}17\ kg/cm^2$$

(Vérifiée)

- **adhérence** : sens x : $\phi = 1{,}4\ cm \not< \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} A = \frac{16{,}6}{2800}\ 200 = 1{,}18\ cm$

-

- Semelle isolée sous un poteau (Gradin) "S_4"



. Le poteau st homothétique à la fondation d'où :

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow A = B$ (semelle carré)

. Prédimensionnement :

Sous SP_1 : $\begin{cases} N = 22{,}512^t \\ M_x = 0{,}78\ t.m \\ M_y = 0{,}89\ t.m \end{cases}$

$e \geq 6\phi + 6 = 12 \quad (\phi = 10)$

$e = 15\ cm$

on dimensionne sous l'effort normal N et on vérifie sous SP2

$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S \geqslant 11256\ cm^2 \Rightarrow A = 120\ cm$

- les contraintes sous SP_2 ne sont pas vérifiés donc on augmente la section d'où $A = B = 150\ cm$ $\quad h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{150 - 30}{4} = 30$ $\quad h_t = 40\ cm$.

- Vérification de la stabilité sous SP2

Sous SP_2 : $N = 22{,}9\,t$, $M_x = -6{,}61\ t.m$, $M_y = 0{,}89\ t.m$

. Poids des terres : $2{,}12 \times 1{,}5\ [1{,}5 \times 1{,}5 - 0{,}3 \times 0{,}3] = 6{,}90\ t$

. Poids de la semelle . . . . $= 2{,}25^t$

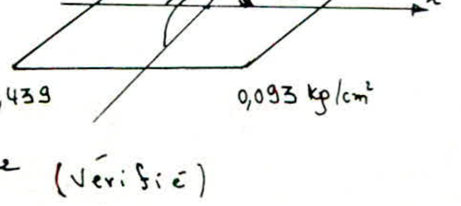
$\Rightarrow N_T = 32{,}05^t$

$$e_0 = \frac{M}{N_T} = \frac{6{,}61\ 10^5}{32{,}05\ 10^3} = 20{,}62\ cm < \frac{A}{4} = 37{,}5\ cm \quad \text{semelle stable}$$

- $e_0 = 20{,}62\ cm < \frac{A}{6} = 25{,}00\ cm \rightarrow$ répartition trapezoïdale

Les contraintes sont déterminées par :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} = 1{,}424 \pm 1{,}173 \pm 0{,}158$$



on doit avoir $\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = 2{,}67\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 1{,}50 \cdot 2 = 3{,}00\ kg/cm^2 \quad (\text{vérifié})$$

- Ferraillage de la semelle (Méthode des bielles)

$$A_x = \frac{Q'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } Q' = \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \times A^2 = 2{,}67 \times \overline{150}^2 = 60{,}07\ t$$

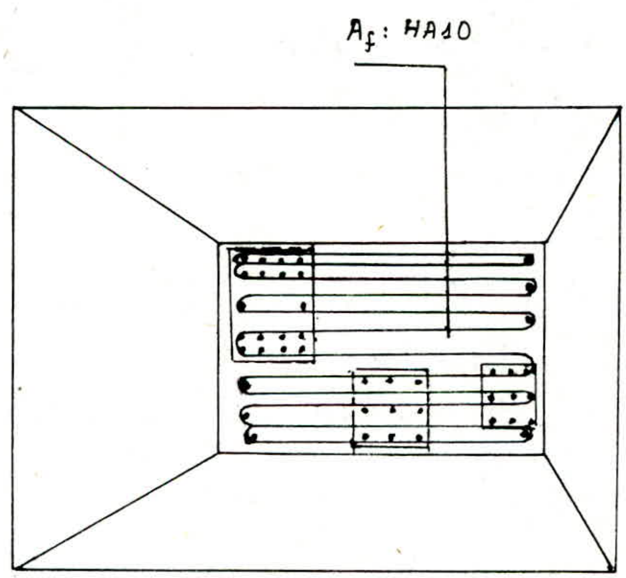
$$A_x = A_y = \frac{60{,}07\,10^3\ (150-30)}{8 \times 30 \times 2800 \cdot 1{,}5} = 7{,}15\ cm^2 \quad \text{soit } A = 10\,T\,10\ (7{,}85\ cm^2)$$

. Frettage :

Pour la semelle "S1" le socl réunissant les trois poteaux doit être frettés par des armatures transversales entourant le noyau résistant de la Pièce, ce frettage est utilisé pour obtenir.

- une augmentation de la Résistance à la Compression
- Une bonne ductilité.

Il s'oppose à l'expansion latérale du béton.



CALCUL DES TASSEMENTS

Seule la sollicitation du 1er Genre est prise en compte dans le calcul des tassements puisque la durée d'application des charges est assez longue.

- Tassement admissible = 6 cm Pour un sol argileux (semelle isolée)
- Methode utilisée : Theorie de "Boussinesq" pour la répartition des contraintes en profondeur.

Le tassement sera calculé sous le centre de la semelle en considérant la contrainte moyenne $\sigma_m = \dfrac{N_t}{S}$

. Calcul des contraintes effectives σ'_0 à mi-couche

$\sigma'_0 = \sum \gamma_i h_i$

couche 1 : $\sigma'_{o_1} = \gamma_{h_1} \dfrac{h_1}{2} = 2{,}21 \cdot \dfrac{3}{2} = 3{,}315 \, t/m^2$

couche 2 : $\sigma'_{o_2} = \gamma_{h_1} h_1 + \gamma_{h_2} \dfrac{h_2}{2}$

$\sigma'_{o_2} = 2{,}21 \cdot 3 + 2{,}11 \cdot \dfrac{3}{2} = 9{,}79 \, t/m^2$

on voit de façon très nette que $\sigma'_0 < \sigma_c$ l'argile est donc surconsolidée.

0 – 3m	Argile calcaire compacte	$\gamma_h = 2{,}21 \, t/m^3$, $\sigma_c = 5{,}8 \, kg/cm^2$, $C_t = 0{,}111$, $C_g = 0{,}061$, $e_0 = 0{,}554$, $e_f = 0{,}43$
3m – 6m	Argile plastique	$\gamma_h = 2{,}11 \, t/m^3$, $\sigma_c = 4{,}5 \, kg/cm^2$, $C_t = 0{,}223$, $C_g = 0{,}106$, $e_0 = 0{,}49$, $e_f = 0{,}57$
> 6m	Marne	

Pour l'evaluation du tassement d'une argile surconsolidée on compare $\Delta\sigma$ à $\frac{1}{2}(\sigma_c - \sigma'_0)$.

si $\Delta\sigma < \frac{1}{2}(\sigma_c - \sigma'_0)$ le tassement (s) d'une argile surconsolidée est compris entre le dixième et le quart du tassement d'une argile normalement consolidée de même liquidité.

$$\frac{\Delta h}{10} < s < \frac{\Delta h}{4}$$

Δh : tassement d'une couche normalement consolidée.

Le tassement se calcule par la formule suivante :

$$\Delta h = h \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \quad \text{(argile N. Consolidée)}$$

Semelle S1 $A \times B = 310 \times 400$

Le tassement sera Calculée sous Le centre de La semelle en Considerant La contrainte moyenne : σ_m

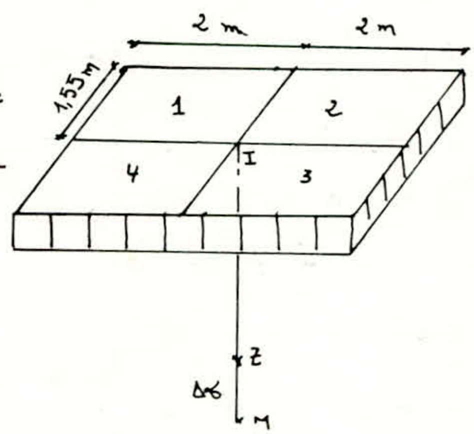
- poids de La semelle et des terres au dessus de La semelle : 56^t
- résultantes des efforts exterieurs . . . . $93,65^t$

$N_t = 149,65^t$

Contrainte moyenne sous La semelle :

$$q = \sigma_m = \frac{N_t}{S} = \frac{149,65\,10^3}{400 \times 310} = 1,2\ kg/cm^2$$

Pour La répartition des Contraintes en profondeur on utilise La theorie de "Boussinesq". La semelle est décomposée en quatres petits rectangles de dimension $\left(\frac{A}{2} \times \frac{B}{2}\right)$ de façon à avoir Le centre de La semelle sur chaque Coin du petit rectangle.



$$\Delta\sigma = (K_1 + K_2 + K_3 + K_4)\, q = 4Kq$$

avec $K = f(m, n)$ $m = \frac{a}{z}$, $n = \frac{b}{z}$

- Le tassement se calcule en utilisant la formule suivante :

$$\Delta h = h \frac{\Delta e}{1+e_0} = h \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\Delta\sigma + \sigma'_0}{\sigma'_0}$$

$Z(m)$	$m = a/z$	$n = b/z$	K	$\Delta\sigma = 4Kq$	C_c	σ'_0	e_0	Δh (cm)
0,75	2.67	2,06	0,235	1,128	0,111	0,331	0,544	7,1
3,00	0.67	0,517	0,105	0,504	0,223	0,979	0,490	7,91

$\Sigma \Delta h_i = 15,01\,cm$

Le tassement "s" de L'argile surconsolidée est tel que :

$$\frac{\Sigma \Delta h_i}{10} \leq S \leq \frac{\Sigma \Delta h_i}{4}$$

Δh : tassem^t d'une argile normalement consolidée

$1,5\ cm \leq S \leq 3,75\ cm \Rightarrow S^{max} = 3,75\ cm < S_{ad} = 6\ cm$

Verifiée

Semelle S_2 $L \times B = 400 \times 150$

- Poids de la semelle et de la terre : $23{,}28^t$
- efforts exterieurs . . . . : $59{,}13\ t$

$N_T = 82{,}41^t \Rightarrow q_m = \frac{N_T}{S} = 1{,}4\ kg/cm^2$

. Calcul du tassement :

Z(m)	m	n	K	$\Delta\sigma = 4Kq$	Δe	Δh(cm)
0,75	2,66	1,337	0,21	1,154	0,072	7,024
3	0,87	1,337	0,07	0,392	0,032	6,566

tassement final :

$1{,}36 \leq S \leq 3{,}39\,cm \Rightarrow S^{max} = 3{,}39\ cm < \bar{S}_{ad} = 6\ cm$

Verifié

- Semelle S_3 $A \times B = 200 \times 200$

- résultante des efforts exterieures : $34{,}85^t$
- Poids de la semelle et des terres : $15{,}13^t$

$N_{tot} = 49{,}98^t$

. Contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{N_T}{S} = \frac{49{,}98\,10^3}{200 \times 200} = 1{,}25\ kg/cm^2$$

. tassement :

Z(m)	m	n	K	$\Delta\sigma = 4Kq$	Δe	Δh(cm)
0,75	1,335	1,335	0,20	1,028	0,0618	6,62
3,0	0,335	0,335	0,042	0,215	0,0164	3,97

$$\frac{\Sigma \Delta h_i}{10} \leq S \leq \frac{\Sigma \Delta h_i}{4} \Leftrightarrow 1{,}15 \leq S \leq 2{,}9\,cm \Rightarrow S^{max} = 2{,}9\,cm < S_{admissible}$$

(Vérifié)

VOILES PERIPHERIQUES

_ Prescription RPA 81 : Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continue entre le niveau de base en Zone II et III.

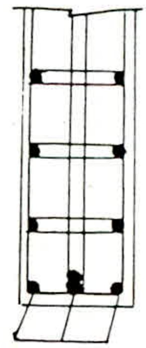
Ce voile qui sert à regidifier l'infrastructure aura les caracteristiques ci dessus:

- épaisseur : $e \geq 15\,cm$
- Armatures longitudinales filantes superieures et inferieures doit être $\geq 0{,}2\,cm^2$ de la section transversale avec recouvrement $\geq 50\,\phi$ et une épure de renforcement aux angles.
- Armatures de de peau $\geq 2\,cm^2$ par face et par ml.

• hauteur du voile : $h = 1{,}5\,m$, épaisseur $e = 20\,cm$

– $A_e \geq \dfrac{0{,}2 \times 150 \times 20}{100} = 6\,cm^2$ soit 4T16 ($8{,}04\,cm^2$)

Cadres et étriers $\phi 8$



– Armatures longitudinales de peau : 4T12 ($4{,}52\,cm^2/ml$).

. LONGRINES .

_ Les longrines sont calculées conformément à l'article 4.2.3.3 RPA 81

Les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à $\dfrac{N}{15}$ (pour les terrains de consistance moyenne]

. Dans notre cas la plus grande charge verticale est : $N = 60{,}6^t$

d'où $N_1 = \dfrac{N}{15} = 4{,}04^t$

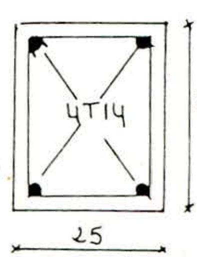
Dimension : On prendra des longrines de 25×30

_ En Compression : $\sigma'_b = \dfrac{N_1}{B} = \dfrac{4{,}04\,10^3}{25.30} = 5{,}4\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 68{,}5\,kg/cm^2$

_ armatures :

$$A'_e = \frac{1}{n}\left(\frac{N_1}{B} - B\right) = \frac{1}{15}\left(\frac{4{,}04\,10^3}{68{,}5} - 25 \times 30\right) < 0 \Rightarrow A_e = A_{min}$$

_ En traction : $A_e \geq \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = \dfrac{4{,}04\,10^3}{2800} = 1{,}5\,cm^2$

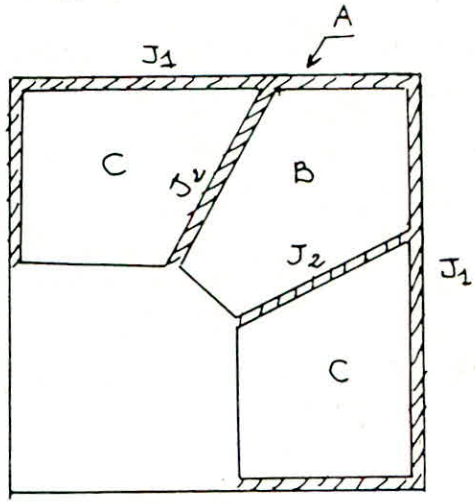


On prendra un ferraillage minimum $A = A_{min} = 4T14\ (6{,}16\,cm^2)$

. Condition de non fragilité : $A \geq 0{,}69\,bh\,\dfrac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0{,}69\ 25.27 . \dfrac{5{,}9}{2800} = 0{,}99\,cm^2$

~ JOINTS DE DILATATION ~

- Sous l'action des secouses tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement sans contact préjudiciable. A défaut de justifications suivant l'article 3.3.81, le joint entre deux blocs contigus aura une largeur superieure à $\frac{H_1}{300}$ ou H_1 represente la hauteur du bloc le moins haut.



Notre structure comprend deux joints de dilatation à dimensionner:

Joint J_1 : entre le Bloc A et les blocs B et C

Joint J_2 : entre le bloc B et C du plancher Gradin.

. Pour la determination de la largeur du joint on prend les déplacements de chacun des blocs adjacents en opposition.
Le déplacement calculé à partir des forces latérales sismiques doit être multiplié par $\left(\frac{1}{2B}\right)$ pour obtenir le déplacement relatif.

(Art 3.3.7.1 RPA81) $\delta_K = \frac{T_K}{R_K}\frac{1}{2B}$

. T_K : effort tranchant de niveau
. B : facteur de comportement de la structure $\rightarrow B = \frac{1}{4}$ (st. autos)
. R_K : rigidité du niveau K, . δ_K : déplacemt relatif de niveau

<u>Joint J_2</u> : (entre le bloc c et B)

$$\delta_C = 2\,\frac{T_C}{R_C} = \frac{2 \cdot 21\,10^3}{1{,}3\,10^{-1} \cdot 378\,10^3} = 0{,}61\text{ cm}$$

$$\delta_B = 2\,\frac{T_B}{R_B} = 2\,\frac{28{,}3\,10^3}{2{,}56\,10^{-1}\;378\,10^3} \simeq 0{,}60\text{cm}$$

$\Rightarrow$ largeur du joint $= \delta_B + \delta_C$

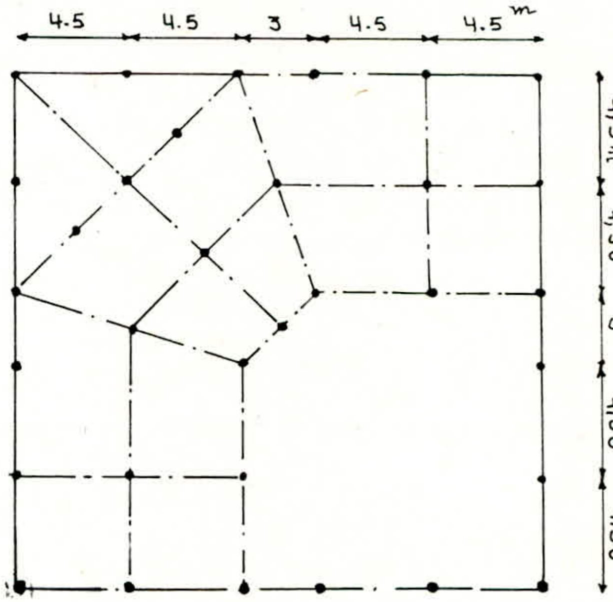
$d = 0{,}61 + 0{,}60 = 1{,}21$ cm

<u>RPA</u> : $d_{min} = 2$cm ou $d \geq \frac{H}{300} = \frac{415}{300} = 1{,}38$ cm donc on prendra une largeur du joint est egale à 2,5 cm.

- Joint J_1 : On prendra pour ce joint une largeur de 2,50 cm.

- STRUCTURE I.

- Les éléments de cette structure sont liés entre eux (pas de joint de dilatation entre les blocs). Elle est composée:
- d'un plancher gradin
- d'un plancher terrasse à poutres croisées espacées de 1,5 m.



"Vue en plan niveau 5,65 m"
- Plancher gradin -

* Exposé de la Méthode de calcul

Etant donné la forme de la structure et la distribution de ces éléments (poteaux - poutres). Les hypothèses de calcul sont :

* Charges verticales
  - Poutres : seront étudiées comme des poutres continues en tenant compte des conditions d'appuis.
  - Poteaux : Calculés sous l'effet des efforts normaux.

La vérification de ces éléments (poteaux - poutres) sera faite avec les sollicitations du 2e Genre (séisme).

* Charges horizontales : La détermination des sollicitations sous l'effet du séisme se fait par la Méthode de "MUTO élaborée" en tenant compte des rigidités des poteaux et des poutres.

Référence: CAKIROGLU, A et ÖZMEN G ; "Calcul des Portiques à étages soumis à des charges horizontales"

Le calcul exacte cette structure autostable (portique dans l'espace) se fait à l'aide d'un Ordinateur.

. La Méthode approchée n'est pas exacte et elle donne des résutats approximatifs, d'où on a adopté la solution II avec joints de dilatation.

ÉPURE D'ARRÊT des barres des Poutres

Portique 3 et 2.

.Courbes enveloppes : Les courbes enveloppes sont obtenues par les superpositions des courbes des moments dûs à G + P + SI au voisinage de l'appui combinaison la plus défavorable et des courbes des moments G + 1,2 P entravée (voir Graphe).
Ces courbes enveloppes sont décalées de $z/2$ pour tenir compte de l'influence de l'effort tranchant, la translation a lieu // à l'axe des abscisses.
- Les moments résistants des barres sont comparés à l'enveloppe des moments fléchissants décalé de $\frac{z}{2}$.
- pour déterminer l'arrêt des barres, il faut calculer la longueur du scellement droit.

$$l_d = \frac{\phi}{4}\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \quad \text{avec } \bar{\tau}_d = 1{,}25\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 1{,}25\,\overline{1{,}5}^2\,5{,}9 = 16{,}59\ \text{Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2670\ \text{Kg/cm}^2$$

Pour $\phi = 25$ ⟶ $l_d = 100{,}6$ cm soit $l_d = 105$ cm
" $\phi = 14$ ⟶ $l_d = 56{,}3$ cm " $l_d = 60$ cm Par mesure de sécurité
" $\phi = 20$ ⟶ $l_d = 80{,}8$ cm " $l_d = 85$ cm

* Poutre (a_3) du Portique (3) :

- Répartition des barres:

	barres superieures			barres inferieures			
Section	$x = 0$	$x = 1{,}5$ m	$x = 3$ m	$x = 3{,}5$ m	$x = 5$ m	$x = 7$ m	$x = 10{,}5$
M^{ext} (t.m)	-120,27	-71,01	-21,75	42,726	92,88	114,9	144,38
S (cm²)	33,47	19,63	9,81	19,63	39,26	49,08	58,9
h (cm)	104	105	106	105	103	102	100
M^{ra} (t.m)	121,98	72,23	36,44	48,15	94,47	116,96	146,25
A	6T25 + 2T14	4T25	2T25	4T25	8T25	10T25	12T25

Calcul des crochets aux appuis de rive :

Le rayon de courbure est : $r \geq 0{,}10\,\phi\,\frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\left(1 + \frac{\phi}{d}\right)\nu$

armatures superieures $\nu = \frac{5}{3}$ (2 lits) ; $\sigma_a = 3915{,}64$ Kg/cm² $\bar{\sigma}'_{b_0} = 102{,}75$ Kg/cm²

$d = e + R$, $e = 4$ cm $R = 7{,}5\,\phi$ → $r \geq 17{,}62$ cm (Vérifié)

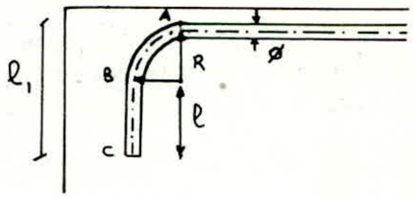
Armatures inferieures :

$\phi = 25\ mm \rightarrow R = 5\phi = 5.2,5 = 12,5cm \qquad \tau \geqslant 11,2\ cm$

- Ancrage : on utilise des crochets à angle droit ($\theta = 0$)

  . armatures superieures :

Détermination de ℓ qui procure l'ancrage total :



$\overline{F}_A = \frac{\pi\phi^2}{4}\overline{\sigma}_a$ (1) $\qquad \overline{F}_B = \chi\overline{F}_A - \chi' R\pi\phi\overline{\tau}_d$ (2)

$F_B = \pi\phi\ell\overline{\tau}_d$ (3)

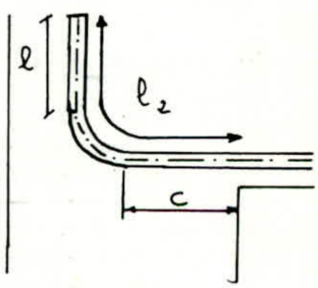
$\theta = 0 \Rightarrow \chi = 0,53$, $\chi' = 1,17$. D'après (1), (2) et (3) on a :

$\pi\phi\ell\overline{\tau}_d = \chi\frac{\pi\phi^2}{4}\overline{\sigma}_a - \chi' R\pi\phi\overline{\tau}_d \Rightarrow \ell = \chi\ell d - \chi' R$

$\ell d = 105\ cm$, $R = 18,75\ cm \Rightarrow \ell = 33,71\ cm \simeq 34cm$

$\left.\begin{array}{l} \ell_1 \geqslant 20\phi\ (CTC) \Rightarrow \ell_1 \geqslant 50cm \\ \ell_1 = \ell + R + \frac{\phi}{2} = 34 + 18,75 + \frac{2,5}{2} = 54cm > 50cm \end{array}\right\}$ on prendra $\ell_1 = 55cm$

. armatures inferieures

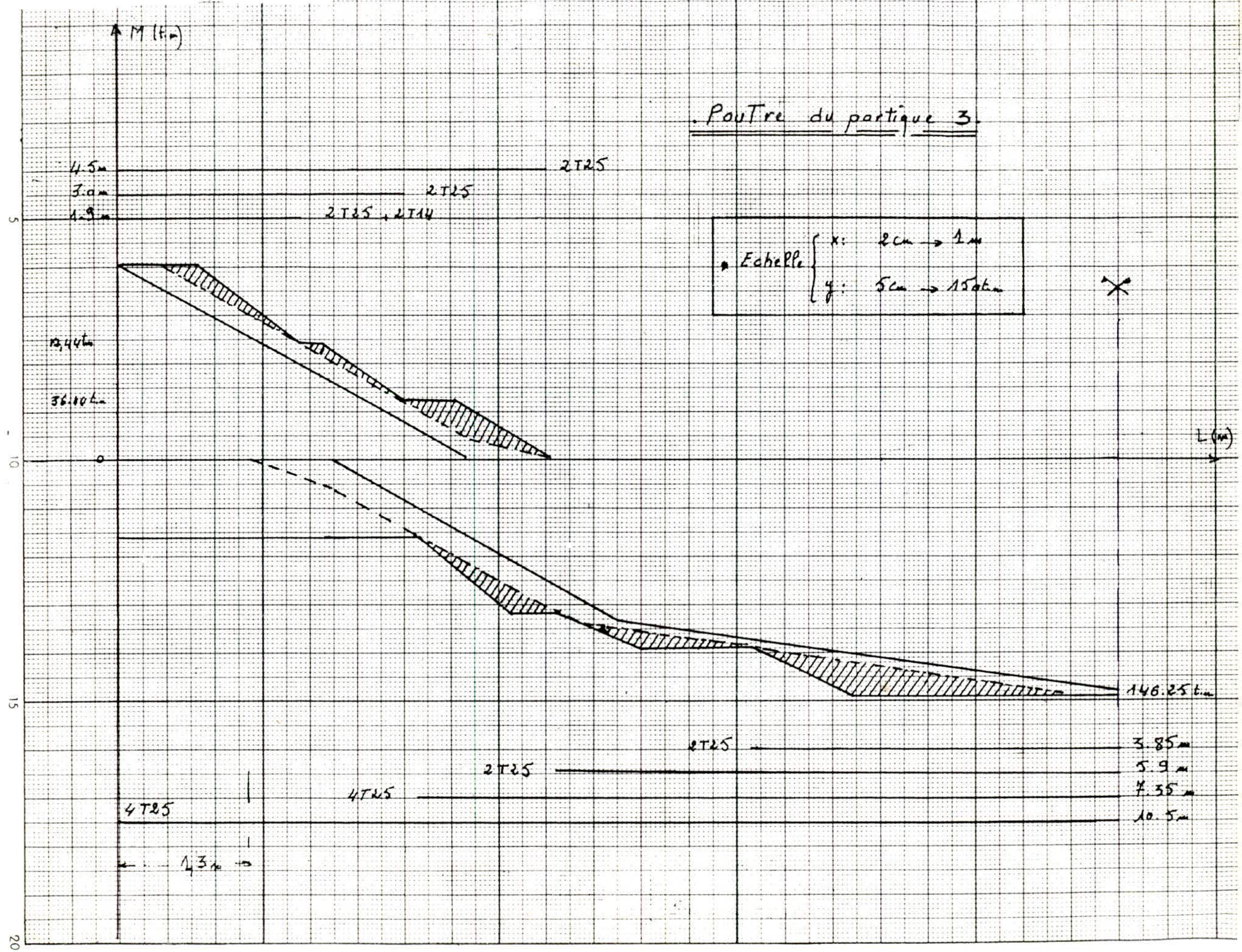


$\ell = \chi\ell d - \chi' R \qquad$ avec $\ell d = 105cm$

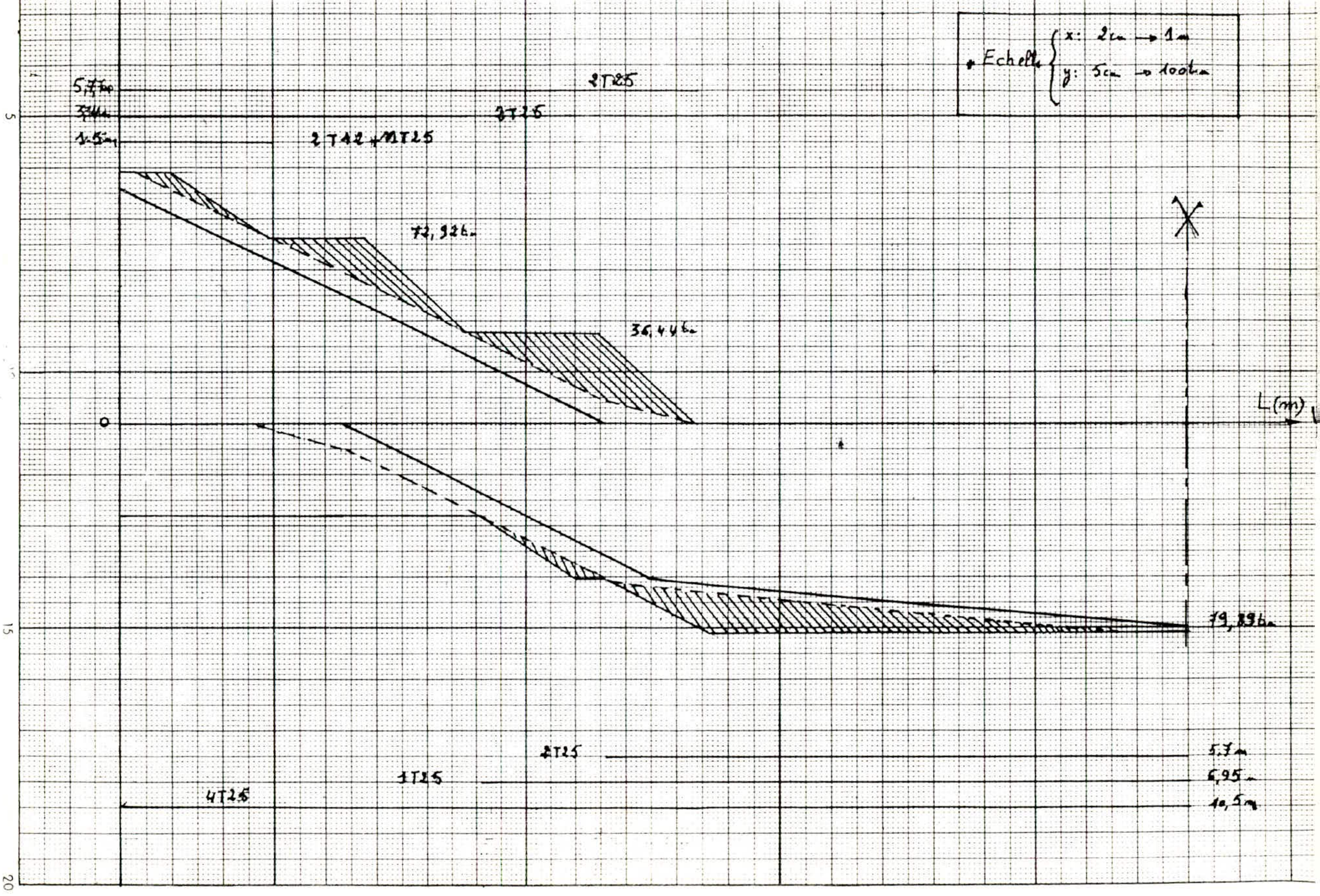
$\ell = 0,53 . 105 - 1,17 . 12,5 = 41,02cm \simeq 45cm$

$\ell_2 = \ell + R\theta + C \qquad C = 70 - (12,5 + 8) = 49,5\ cm$

$\left.\begin{array}{l} \ell_2 = 45 + 12,5\frac{\pi}{2} + 49,5 = 114,13cm \\ \ell_2 \geqslant max(30\phi, 50) = 75\ cm \end{array}\right|$ $\Rightarrow$ on prend $\ell_2 = 115\ cm$


Poutre du portique 3.
M (t.m)
L (m)
4.5 m
3.0 m
1.9 m
2T25
2T25
2T25 , 2T14
Echelle x: 2cm → 1 m
y: 5cm → 150 t.m
13,44 t.m
36.10 t.m
0
146.25 t.m
2T25
2T25
4T25
4T25
3.85 m
5.9 m
7.35 m
10.5 m
1.3 m
5
10
15
20

PouTre du portique 2



_Bibliographie

Méthode de cross P_charon

RPA 81

RDM J_Courbon

traité de BA A.GUERRIN Tome 4

Calcul des ossatures en BA _Fuentes

CCBA 68

Cours RDM III Mr Hafidi

Cours de BA Tome II Mr Belazougui

Calcul et vérifications des ouvrages en BA P_charon

Cours pratique de mecanique des sols G.SANGLERAT tome I.II

Les fondations Leonard

Calcul des semelles Coin