

UNIVERSITÉ D'ALGER

5/74

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GENIE CIVIL *Bex*

THÈSE DE FIN D'ÉTUDES

Restaurant *الترسية الوطنية للعلوم الهندسية* *plancher à*
poutres croisées en béton armé.
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROMOTION 1974

PROPOSE PAR :

ETUDIÉE PAR :

A. KOULOUGHLI
A. MERRAKCHI

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

RESTAURANT
PLANCHER A POUTRES CROISEES
EN BETON ARME

SUJET PROPOSE PAR:

Mr. ION UNGUREANU

ingénieur, docteur d'état

professeur à l'E.N.P.A.

ETUDIE PAR:

Mr. A.KOULOGLI

Mr. A.MERRAKCHI

PROMOTION 1974

A NOS PARENTS

A TOUS CEUX QUI NOUS ONT ENCOURAGES



NOUS TENONS A ADRESSER NOS PLUS VIFS REMERCIEMENTS
A MONSIEUR UNGUREANU POUR LES CONSEILS QU'IL A BIEN
VOULU NOUS DONNER ET POUR LES ENCOURAGEMENTS QU'IL
NOUS A CONSTAMMENT PRODIGUES.

NOUS TENONS EGALEMENT A EXPRIMER NOTRE PROFONDE
RECONNAISSANCE A TOUS LES PROFESSEURS QUI ONT
CONTRIBUE A NOTRE FORMATION.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : Introduction	
I.1 Description de l'ouvrage	page I
I.2 Objet du projet	" I
CHAPITRE 2 : Matériaux utilisés -contraintes admissibles	
2.1 Le béton	" 2
2.2 L'acier	" 3
CHAPITRE 3 : Etude pour le calcul des planchers à poutres croisées	
3.1 Théorie des poutres croisées	" 4
3.2 Méthode approchée pour le calcul des p.c	" I2
3.3 Calcul comparatif pour le plancher PL4	" I4
3.31 Calcul du plancher PL4 selon la théorie des p.c. dans l'hypothèse $a=b=1m$	
3.32 Calcul du plancher PL4 selon la théorie des p.c. dans l'hypothèse $a=b=2m$	" 25
3.33 Calcul du plancher PL4 selon la méthode approchée	" 30
3.4 Conclusion pour le calcul des planchers	" 35
CHAPITRE 4 : Calcul des planchers à p.c.	
4.1 Plancher PLI	" 38
CHAPITRE 5 : Calcul des planchers PL9,PLIO,PLII	
5.1 Poutrelles pour les planchers PL9,PLIO	" 45
CHAPITRE 6 : Etude du vent	
CHAPITRE 7 : Calcul des portiques	
CHAPITRE 8 : Etude du séisme	
CHAPITRE 9 : Calcul des fondations	

CHAPITRE -I-

INTRODUCTIONI.1/Description de l'ouvrage:

L'ouvrage que nous avons à étudier est un restaurant de 56.42 m de long sur 50.42m de large.

2 joints de dilatation perpendiculaires divisent ce restaurant en 4 blocs:

-Le premier bloc comprend un foyer et 2 réfectoirs

-Le second bloc est constitué de la cuisine avec tous ses annexes (magasins, chambres froides, chaufferie..)

-Le troisième bloc comprend une partie de la cuisine, un réfectoir, un salon, et un foyer.

-Le quatrième bloc comprend un réfectoir et un foyer.

Pour couvrir les réfectoirs et les foyers, nous utiliserons des réseaux de poutres croisées. Ce mode de couverture permet d'éviter d'avoir des poteaux à l'intérieur de ces salles. La cuisine sera couverte par un plancher à corps creux (portiques + poutrelles coulées sur place).

I.2/Objet du projet:

Le travail à effectuer doit répondre aux points suivants:

-Etude de la théorie des poutres croisées.

-Application de cette théorie pour le calcul de la terrasse en béton armé d'un restaurant.

-Calcul des portiques pour la cuisine et ses annexes.

-Calcul des fondations sachant que la contrainte admissible du sol est égale à 1,8 bars.

Tous les calculs seront effectués conformément aux règles

CCBA 68, NV 65, PS 69.

MATERIAUX UTILISES - CONTRAINTES ADMISSIBLES2.1/ LE BETON

Nous utiliserons du béton dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 avec un contrôle atténué.

Les granulats que nous emploierons pour la confection de ce béton seront tels que le plus gros d'entre eux ait un diamètre égal à 25 mm

2.1.1/ CONTRAINTES ADMISSIBLES

CCBA 68 art. 9.4

a. Contrainte de compression

$$\times \bar{\sigma}'_0 = \alpha \beta \gamma S \varepsilon \sigma'_{28}$$

$$\times \bar{\sigma}'_{b0} = 0,30 \alpha \beta \gamma \sigma'_{28} \quad (\text{compression simple})$$

Dans notre cas nous avons

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

$$\alpha = 1 \quad (\text{ciment de classe 325})$$

$$\beta = \frac{5}{6} \quad (\text{contrôle atténué})$$

$$\gamma = 1 \quad (h_m/4c_g > 1)$$

$$S = 0,30 \quad (\text{C.S.})$$

$$S = 0,60 \quad (\text{flexion simple})$$

$$0,5 \leq \varepsilon \leq 1$$

$$\varepsilon = 1 \quad (\text{C.S.})$$

$$\varepsilon / \sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0} \quad (\text{autres cas})$$

D'où

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,30 \times 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 270$$

$$\boxed{\bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ bars}}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = S \times \alpha \times \beta \times \gamma \times \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,60 \times \varepsilon \times 270$$

$$\boxed{\bar{\sigma}'_b = 135 \varepsilon \text{ bars}}$$

b. Contrainte de traction de référence

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma_{28}^t$$

α, β, γ ont les mêmes valeurs que précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}^t} = 0,0258$$

D'où

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0258 \times 270$$

$$\boxed{\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}}$$

2.2/ L'ACIERa. Acier Tor

$$-\phi \leq 20 \quad \sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$$

$$-\phi > 20 \quad \sigma_{en} = 3920 \text{ bars}$$

Compatibilité entre l'acier et le béton CCBA 68 art. 18

$$\bar{\sigma}_{b0} > 20(1 + 1,25 \psi_d)$$

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d \quad \eta_d = \text{coef. de scellement} = \sqrt{2} \text{ (BA60)}$$

$$\psi_d = 1,5$$

$$20(1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5 < \bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \text{ bars}$$

Contraintes admissibles obtenues en utilisant la valeur forfaitaire

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$$

$$-\phi \leq 20 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2750 \text{ bars}$$

$$-\phi > 20 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2610 \text{ bars}$$

b. Acier doux

$$\text{Fe E 24} \quad \sigma_{en} = 2350 \text{ bars} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1565 \text{ bars}$$

ETUDE POUR LE CALCUL DES PLANCHERS A POUTRES CROISEES3,1/THEORIE DES POUTRES CROISEESa-DEFINITIONS

Un réseau de poutres croisées est constitué de 2 ensembles de poutres (fig I)

-m poutres (A_i) parallèles et identiques (même loi d'inertie et même liaisons extérieurs)

-n poutres (B_j) parallèles et identiques

Les poutres (A_i) et (B_j) sont liées les unes aux autres en leurs points de croisement appelés noeuds du réseau de sorte qu' en ces points les poutres qui s'y croisent aient la même flèche.

Un réseau est dit régulier si ses poutres (A_i) et ses poutres (B_j) sont également espacées, l'espacement pouvant être différent pour les 2 systèmes de poutres.

Les poutres (A_i) sont en général orthogonales aux poutres (B_j); cependant il arrive que les deux systèmes de poutres se coupent sous un angle différent d'un angle droit.

Nous supposons, dans les calculs, que la torsion des poutres peut être négligée. Nous supposons également que le système est tel que les poutres (A_i) restent stables si l'on supprime les poutres (B_j).

b- REPARTITION DES CHARGES AU NIVEAU D'UN NOEUD (fig 2)

Considérons 2 poutres croisées appartenant au réseau. Soit P_i la charge qui est appliquée au niveau de leur croisement N_i . Soient X_i et Y_i les charges qui reviennent respectivement à la poutre (A) et à la poutre (B). Ces 2 charges sont telles que

$$X_i + Y_i = P_i \quad (I)$$

c-RELATION ENTRE EFFORTS ET FLECHES

Considérons une poutre quelconque appartenant à l'ensemble des poutres (A_i). Soient B_1, B_2, \dots, B_n les sections de cette poutre correspondant aux noeuds du réseau.

Un système de charges X_j ($j=1,2,\dots,n$) appliquées dans ces sections produit au droit de ces sections des flèches V_j ($j=1,2,3,\dots,n$) données par la formule

$$V_j = \sum_{K=1}^{K=n} a_{jk} \cdot X_K \quad (j=1,2,\dots,n) \quad (2)$$

De la même manière en considérant une poutre appartenant à l'ensemble des poutres (B_j) les flèches V_i produites par un système de charges Y_i ($i=1,2,\dots,m$) au droit des sections A_1, A_2, \dots, A_m correspondant aux nœuds du réseau sont données par la formule

$$V_i = \sum_{h=1}^{h=m} b_{ih} \cdot Y_h \quad (i=1,2,\dots,m) \quad (3)$$

Au droit de chaque nœud nous aurons

$$V_j = V_i \quad (4)$$

Dans la relation (3) remplaçons Y_h par sa valeur conformément à l'égalité (I)

$$V_i = \sum_{h=1}^{h=m} b_{ih} (P_h - X_h) \quad (i=1,2,\dots,m) \quad (5)$$

En tenant compte des relations (2) et (5) la relation (4) s'écrit

$$\sum_{k=1}^{k=n} a_{jk} \cdot X_k = \sum_{h=1}^{h=m} b_{ih} (P_h - X_h) \quad (6)$$

En écrivant l'égalité ci-dessus pour chaque nœud 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 ($i=1,2,\dots,m \cdot n$) s'exerçant sur les poutres (A_i). Pour avoir les valeurs des charges Y_i s'exerçant sur les poutres (B_j) il suffit de se reporter à la relation (I).

c-COEFFICIENTS D'INFLUENCE

Les coefficients notés a_{jk} et b_{ih} ci-dessus sont appelés coefficients d'influence. Ces derniers sont fonction

- Des liaisons extérieurs de la poutre considérée
- Du matériau constituant la poutre
- DE la hauteur de la poutre
- De la position des sections i et h , j et k

Les coefficients d'influence dépendent également de la distance entre 2 nœuds consécutifs.

+Cas des poutres simplement appuyées

Considérons une poutre simplement appuyée appartenant à un réseau de poutres croisées. Soit L l'espacement entre les différentes sections correspondant aux différents nœuds du réseau. En posant

$$K = \frac{6EI}{L^3}$$

E = module d'élasticité

I = moment d'inertie

un simple calcul de résistance des matériaux fait en utilisant les intégrales de Mohr donne

$$a_{jk} = \frac{1}{K} \frac{j(n+1-k)}{n+1} \frac{1}{L^3} (k(2n-k+2) - j^2) \quad \text{lorsque } j \leq k$$

$$a_{jk} = \frac{1}{K} \frac{k(n+1-j)}{n+1} \frac{1}{L^3} (j(2n-j+2) - k^2) \quad \text{lorsque } j \geq k$$

Dans les formules ci-dessus n représente le nombre de sections correspondant aux différents nœuds qui se trouvent sur la poutre considérée.

+Cas des poutres encastrées

Dans ce cas les formules donnant les valeurs des coefficients d'influence deviennent

$$a_{jk} = \frac{1}{K} \frac{j^2(n+1-k)^2}{(n+1)^3} ((3k-j)(n+1) - 2jk) \quad \text{lorsque } j \leq k$$

$$a_{jk} = \frac{1}{K} \frac{k^2(n+1-j)^2}{(n+1)^3} ((3j-k)(n+1) - 2jk) \quad \text{lorsque } j \geq k$$

d-CAS DES RESEAUX A ETUDIER DANS LE PROJET

Pour chaque plancher le produit EI est constant (toutes les poutres sont en béton armé et ont la même inertie).

D'autre part nous adopterons le même espacement entre nœuds dans les 2 sens du réseau. Dans ce cas le terme $\frac{1}{K}$ pourra être simplifié dans toutes les équations.

Nous supposerons également que toutes les poutres sont simplement appuyées.

Nous avons établi ,pour notre cas,un programme qui nous donne pour chaque valeur de -n- les différentes valeurs des coefficients $K.a_{jk}$.Ce programme est le suivant

```

DIMENSION A(15,15)
N=?
DO 3J=I,N
DO 3K=I,N
IF (J-K) 5,5,6
5 B=J.(N+J-K)
C=K.(2.N-K+2)-J.J
D=N+I
A(J,K)=B.C/D
GO TO 3
6 E=K.(N+I-J)
T=J.(2.N-J+2)+K.K
G=N+I
A(J,K)=E.T/G
3 CONTINUE
WRITE 3,7) ((A(J,K);J=I,N),K=I,N)
7 FORMAT (9F7.2)
CALL EXIT
END

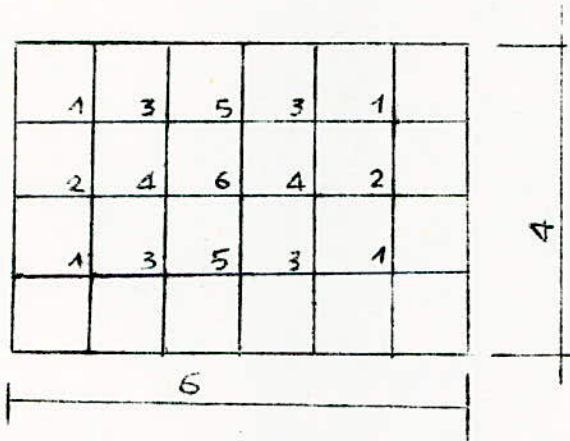
```

+Système d'équations

Dans tous les planchers que nous avons à étudier ,il existe une symétrie médiane dans les deux sens.Ceci nous a permis d'écrire l'équation (6) uniquement pour les nœuds situés dans un quart de la surface totale du plancher.

Pour établir les équations d'un système relatif à un plancher nous avons adopté une méthode qui permet d'écrire rapidement ces équations tout en évitant de commettre certaines erreurs . Nous exposons ci-dessous cette méthode en l'appliquant à un exemple précis.

Soit à déterminer les efforts agissant sur les différents noeuds du réseau de poutres croisées suivant



Nous supposons que le réseau ci-dessus est chargé uniformément. Soit Q la valeur de cette charge par m^2 . Nous assimilerons la charge qui revient à chaque noeud à une charge ponctuelle P telle que

$$P = Q \cdot S$$

S étant la surface qui revient à chaque noeud. Dans notre cas la valeur de S est la même pour tous les noeuds ($S = 1m^2$)

MARCHE A SUIVRE

-Compter le nombre de noeuds que comporte une poutre longitudinale. Dans notre cas $N=5$

-Faire la même opération pour une poutre transversale.

Ici $N' = 3$

-Calculer les différentes valeurs des coefficients $a'_{jk} = K_{jk}$ pour N et N' . (utiliser le programme)

Dans notre cas nous obtenons

$$N=5$$

$$\begin{array}{ccccc}
 a'_{11} = 8,33 & a'_{12} = 12,66 & a'_{13} = 13 & a'_{14} = 10,33 & a'_{15} = 5,66 \\
 a'_{21} = 12,66 & a'_{22} = 21,33 & a'_{23} = 23 & a'_{24} = 18,66 & a'_{25} = 10,33 \\
 a'_{31} = 13 & a'_{32} = 23 & a'_{33} = 27 & a'_{34} = 23 & a'_{35} = 13 \\
 a'_{41} = 10,33 & a'_{42} = 18,66 & a'_{43} = 23 & a'_{44} = 21,33 & a'_{45} = 12,66 \\
 a'_{51} = 5,66 & a'_{52} = 10,33 & a'_{53} = 13 & a'_{54} = 12,66 & a'_{55} = 8,33
 \end{array}$$

$N=3$

$$b'_{11}=4,5$$

$$b'_{12}=5,5$$

$$b'_{13}=3,5$$

$$b'_{21}=5,5$$

$$b'_{22}=8$$

$$b'_{23}=5,5$$

$$b'_{31}=3,5$$

$$b'_{32}=5,5$$

$$b'_{33}=4,5$$

EQUATIONS

Considérons par exemple le noeud -3- Ce noeud est situé en première position par rapport à la poutre longitudinale et en deuxième position par rapport à la poutre transversale.

Pour écrire l'équation (6) au niveau de ce noeud nous aurons donc à utiliser les coefficients a'_{1jk} ($j=1,2,3,4,5$) -tableau $N=5$ - et les coefficients b'_{2h} ($h=1,2,3$) -tableau $N=3$ -

Nous aurons donc

$$a'_{11} \cdot X2 + a'_{12} \cdot X4 + a'_{13} \cdot X6 + a'_{14} \cdot X4 + a'_{15} \cdot X2 = b'_{21}(1-X1) + b'_{22}(1-X2) + b'_{23}(1-X1)$$

En effectuant les mises en facteur cette équation devient

$$(a'_{11} + a'_{15})X2 + (a'_{12} + a'_{14})X4 + a'_{13} \cdot X6 = -(b'_{21} + b'_{23})X1 + (b'_{22})X2 + \sum_{h=1}^3 b'_{2h}$$

Pour écrire directement cette équation nous pouvons donc

-Effectuer d'abord des la somme des coefficients a'_{jk} symétriques par rapport à la valeur médiane et ce pour chaque ligne du tableau - $N=5$

-Effectuer la même opération pour les coefficients b'_{ih} du tableau - $N=3$

-Effectuer ,pour chaque ligne du tableau - $N=3$ -, la somme de tous les coefficients b'_{ih} .

Nous obtenons ainsi 3 tableaux que nous exploiterons de la manière suivante pour écrire nos équations.

Nous situons la position du noeud par rapport aux deux poutres croisées auxquelles il appartient .Soit j et i respectivement la position de ce noeud par rapport à la poutre longitudinale et la poutre transversale. Pour écrire notre équation nous utiliserons alors les coefficients de la ligne - j - du tableau 1 , les coefficients de la ligne - i - du tableau 2 et le nombre qui occupe la position - i - dans le tableau 3

Tableau -I-

13,99	22,99	13
22,99	39,99	23
26	46	27

Tableau-2-

8	5,5
11	8

Tableau -3-

13,50
19

N.B dans ces 3 tableaux nous n'avons reproduit que les valeurs dont nous aurons besoin pour établir les équations.

SYSTEME D'EQUATIONS

Noeud -I-

$$(13,99+8)X1 + 22,99X3 + 13X5 = 13,50 - 5,50X2$$

Noeud -2-

$$11X1 + (13,99 + 8)X2 + 22,99X4 + 13X6 = 19$$

Noeud-3-

$$22,99X1 + (39,99 + 8)X3 + 5,50X4 + 23X5 = 13,50$$

Noeud -4-

$$11X3 + 22,99X2 + (39,99 + 8)X4 + 23X6 = 19$$

Noeud -5-

$$26X1 + 46X3 + (27 + 8)X5 + 5,50X6 = 13,50$$

Noeud -6-

$$26X2 + 46X4 + 11X5 + (27 + 8)X6 = 19$$

e-Remarque sur l'utilisation des réseaux de poutres croisées

Pour avoir une bonne répartition des charges sur les différents noeuds du réseau il faut que les dimensions longitudinales et transversales du plancher soient dans un rapport compris entre 1 et 1,5 .

$$1 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,5$$

II

Si nous effectuons le calcul pour un plancher dont les dimensions ne vérifient^{pas} la double inégalité ci-dessus nous obtenons des valeurs de X négatives pour certains noeuds. cela signifie qu'au niveau de ces sections la poutre n'est pas porteuse.

Exemple: plancher 8 x 4

1	3	5	7	5	3	1
2	4	6	8	6	4	2
1	3	5	7	5	3	1

$$\frac{L_x}{L_y} = 2$$

Système d'équations

$$28X_1 + 5,5X_2 + 35X_3 + 44X_5 + 23,5X_7 = 13,5$$

$$11X_1 + 28X_2 + 35X_4 + 44X_6 + 23,5X_8 = 19$$

$$35X_1 + 72X_3 + 5,5X_4 + 82X_5 + 44X_7 = 13,5$$

$$35X_2 + 11X_3 + 72X_4 + 82X_6 + 44X_8 = 19$$

$$44X_1 + 82X_3 + 116X_5 + 5,5X_6 + 58,5X_7 = 13,5$$

$$44X_2 + 82X_4 + 11X_5 + 116X_6 + 58,5X_8 = 19$$

$$47X_1 + 88X_3 + 117X_5 + 72X_7 + 5,5X_8 = 13,5$$

$$47X_2 + 88X_4 + 117X_6 + 11X_7 + 72X_8 = 19$$

Résultats obtenus par ordinateur

$$X_1 = 0,4276 \quad X_2 = 0,5684 \quad X_3 = 0,0988 \quad X_4 = 0,1577$$

$$X_5 = -0,0583 \quad X_6 = -0,0813 \quad X_7 = -0,1060 \quad X_8 = -0,1515$$

3.2-METHODE APPROCHEE POUR LE CALCUL DES POUTRES CROISEES:

-Principe de la methode:

Cette methode permet d'evaluer rapidement les efforts sollicitants les elements d'un plancher à poutres croisees:

Elle se base sur les deux hypotheses suivantes:

- 1) pour les deux poutres medianes A_m et B_m la charge q/m^2 appliquee au plancher se repartit selon la relation: $q = q_a + q_b$
- 2) les moments flechissants sont proportionnels aux fleches.

Soit la charge q/m^2 obtenue en faisant la descente de charge pour le plancher consideré. Cette charge se decompose suivant les directions a et b en q_a et q_b telle que l'on ait: $q = q_a + q_b$ (1)

Considerons les deux poutres medianes A_m et B_m , si l'on suppose qu'elles sont simplement appuyees, leurs fleches W_{am} et W_{bm} au milieu de leurs portees respectives auront pour expressions:

$$W_{am} = \frac{5q_a l_a^4}{384EI_a} \quad W_{bm} = \frac{5q_b l_b^4}{384EI_b} \quad (2)$$

Au droit du croisement, les potres A_m et B_m sont solidaires leurs fleches W_{am} , et W_{bm} sont egales.

$$W_{am} = W_{bm} \quad q_a l_a^4 / EI_a = q_b l_b^4 / EI_b \quad (3)$$

SI on prend $aEI_a = bEI_b$ la relation (3) devient: $q_a l_a^4 = q_b l_b^4$

En tenant compte de la relation (1) on obtient :

$$q_a l_a^4 = (q - q_b) l_b^4 \quad \text{de cette relation on tire la valeur de } q_a \text{ et ensuite celle de } q_b. \quad q_a = \frac{l_b^4}{l_a^4 + l_b^4} q \quad \text{et} \quad q_b = \frac{l_a^4}{l_a^4 + l_b^4} q \quad (4)$$

Les moments flechissants max pour ces deux poutres medianes auront pour expressions:

$$\begin{aligned}
 & \text{- poutre } A_m \quad M_{am} = q_a b l_a^2 / k_a \\
 & \text{- poutre } B_m \quad M_{bm} = q_b l_b^2 a / k_b \quad (5)
 \end{aligned}$$

k_a et k_b sont des termes constants .

Si les poutres du reseau sont de même sections et constituées du même matériau le terme EI est constant .

Les fleches pour les poutres A_1, A_2, \dots, A_i , B_1, B_2, \dots, B_i sont respectivement $W_{a1}, W_{a2}, \dots, W_{ai}$, $W_{b1}, W_{b2}, \dots, W_{bi}$.

DE la relation de proportionnalite qui existe entre fleches et moments flechissants on determine la charge par m^2 qui revient à chaque poutre .

$$\text{pour la poutre } A_1 \quad M_{a1} = W_{b1} M_{am} / W_{bm} = \frac{W_{b1} q_a b l_a^2}{W_{bm} k_a} = \frac{1}{k_a} q_a b l_a^2$$

$$\text{CE qui donne } q_{a1} = \frac{W_{b1}}{W_{bm}} q_a$$

Les moments flechissants max et les efforts tranchants peuvent être calculés en utilisant les formules habituelles de RdM .

Pour déterminer la charge par m^2 relative à chaque poutre , on doit faire le produit de la charge / m^2 par la largeur de la bande qui revient à chaque poutre.

$$\begin{aligned}
 & \text{- poutre } A_1 \quad q'_{a1} = b q_{a1} = \frac{W_{b1}}{W_{bm}} b q_a \\
 & \text{- poutre } A_i \quad q'_{ai} = b q_{ai} = W_{bi} q_a / W_{bm} \\
 & \text{- poutre } B_1 \quad q'_{b1} = q_{b1} a = W_{a1} q_b / W_{am} \\
 & \text{- poutre } B_i \quad q'_{bi} = q_{bi} a = W_{ai} q_b / W_{am}
 \end{aligned}$$

Si les poutres sont considérées comme simplement appuyées, la fleche à la distance x_a de l'appui, en posant $x_a / l_a = \theta_a$ et $x_b / l_b = \theta_b$

$$\text{aura pour expression : } W_a = -\frac{q_a l_a^4 b}{24 EI} (\theta_a^3 - \theta_a^4 + \theta_b^4)$$

$$\text{La fleche de la poutre mediane } A_m \quad W_{am} = \frac{5 q_a l_a^4 b}{384 EI}$$

3.3/CALCUL COMPARATIF POUR LE PLANCHER PL4 (I6xI2)3.3I/CALCUL DU PLANCHER PL4 SELON LA THEORIE DES POUTRES CROISEESDANS L'HYPOTHESE $a=b=Im$ a/SYSTEME D'EQUATIONS

-Noeud 1

$$75, 98X1+58, 99X2+80X3+94, 99X4+103, 99X5+53, 50X6+82, 99X7+115, 99X13 + \\ I43X19+I63, 99X25+I78, 99X31+I87, 99X37+95, 50X43=423, 46$$

-Noeud 2

$$58, 99X1+I55, 98X2+I54X3+I83, 99X4+20I, 99X5+I04X6+82, 99X8+II5, 99X14+ \\ I43X20+I63, 99X26+I78, 99X32+I87, 99X38+95, 50X44=8I4, 96$$

-Noeud 3

$$80X1+I54X2+259, 99X3+26IX4+288X5+I48, 50X6+82, 99X9+II5, 99X15+ \\ I43X21+I63, 99X27+I78, 99X33+I87, 99X39+95, 50X45=II47, 50$$

-Noeud 4

$$94, 99X1+I83, 99X2+26IX3+363, 98X4+355, 99X5+I84X6+82, 99X10+II5, 99X16+ \\ I43X22+I63, 99X28+I78, 99X34+I87, 99X40+95, 50X46=I399, 96$$

-Noeud 5

$$I03, 99X1+20I, 99X2+288X3+355, 99X4+443, 98X5+207, 50X6+82, 99X11+ \\ II5, 99X17+I43X23+I63, 99X29+I78, 99X35+I87, 99X41+95, 50X47=I557, 46$$

-Noeud 6

$$I07X1+208X2+297X3+368X4+4I5X5+259, 98X6+82, 99X12+II5, 99X18+ \\ I43X24+I63, 99X30+I78, 99X36+I87, 99X42+95, 50X48=I6II$$

-Noeud 7

$$82, 99X1+I9I, 99X7+58, 99X8+80X9+94, 99X10+I03, 99X11+53, 50X12+ \\ 225, 99X13+280X19+32I, 99X25+352X31+369, 99X37+I88X43=423, 46$$

-Noeud 8

$$82, 99X2+58, 99X7+27I, 99X8+I54X9+I83, 99X10+20I, 99X11+I04X12+ \\ 225, 99X14+280X20+32I, 99X26+352X32+369, 99X38+I88X44=8I4, 96$$

-Noeud 9

$$82, 99X3+80X7+I54X8+376X9+26IX10+288X11+I48, 50X12 \\ 225, 99X15+280X21+32I, 99X27+352X33+369, 99X39+I88X45=II47, 50$$

-Noeud 10

$$82, 99X4+94, 99X7+I83, 99X8+26IX9+479, 99X10+355, 99X11+I84X12+ \\ 225, 99X16+280X22+32I, 99X28+352X34+369, 99X40+I88X46=I399, 96$$

-Noeud I1

82, 99X5+I03; 99X7+20I, 99X8+288X9+355, 99XI0+559, 99XII+207, 50XI2+
225, 99XI7+280X22+32I, 99X29+352X35+369, 99X4I+I88X47=I557, 46

-Noeud I2

82, 99X6+I07X7+208X8+297X9+368XI0+4I5XII+376XI2
225, 99XI8+280X23+32I, 99X30+352X36+369, 99X42+I88X48=I6II

-Noeud I3

II5, 99XI+225, 99X7+355, 98XI3+58, 98XI4+80XI5+94, 99XI6+I03, 99XI7+
53, 50XI8+405XI9+467, 99X25+5I2, 99X3I+539, 99X37+274, 50X43=423, 46

-Noeud I4

II5, 99X2+225, 99X8+58, 99XI3+435, 98XI4+I54XI5+I83, 99XI6+20I, 99XI7+
I04XI8+405X20+467, 99X26+5I2, 99X32+539, 99X38+274, 50X44=8I4, 96

-Noeud I5

II5, 99X3+225, 99X9+80XI3+I54XI4+539, 99XI5+26IXI6+288XI7+I48, 50XI8+
405X2I+467, 99X27+5I2, 99X33+539, 99X39+274, 50X45=II47, 50

-Noeud I6

II5, 99X4+225, 99XI0+94, 99XI3+I83, 99XI4+26IXI5+643, 98XI6+355, 99XI7+
I84XI8+405X22+467, 99X28+5I2, 99X34+539, 99X40+274, 50X46=I399, 96

-Noeud I7

II5, 99X5+225, 99XII+I03, 99XI3+20I, 99XI4+288XI5+355, 99XI6+207, 50XI8+
723, 99XI7+405X23+467, 99X29+5I2, 99X35+539, 99X4I+274, 50X47=I557, 46

-Noeud I8

II5, 99X6+225, 99XI2+I07XI3+208XI4+297XI5+368XI6+4I5XI7+539, 99XI8+
405X24+467, 99X30+5I2, 99X36+539, 99X42+274, 50X48=I6II

-Noeud I9

I43XI+280X7+405XI3+543, 99XI9+58, 99X20+80X2I+94, 99X22+I03, 99X23+
53, 50X24+596X25+656X3I+692X37+352X43=423, 46

-Noeud 20

I43X2+280X8+405XI4+58, 99XI9+623, 99X20+I54X2I+I83, 99X22+20I, 99X23+
I04X24+596X26+656X32+692X38+352X44=8I4, 96

-Noeud 2I

I43X3+280X9+405XI5+80XI9+I54X20+728X2I+26IX22+288X23+I48, 50X24+
596X27+656X33+692X39+352X45=II47, 50

-Noeud 22

I43X4+280XI0+405XI6+94, 99XI9+I83, 99X20+26IX2I+~~63I~~, 98X22+
355, 99X23+I84X24+596X28+656X34+692X40+352X45=I399, 96

-Noeud 23

I43X5+280XII+405XI7+I03, 99XI9+20I, 99X20+280X2I+355, 99X22+
9II, 99X23+207, 50X24+596X29+656X35+692X4I+352X47=I557, 46

-Noeud 24

I43X6+280XI2+405XI8+I07XI9+208X20+297X2I+368X22+4I5X23+
728X24+596X30+656X36+692X42+352X48=I6II

-Noeud 25

I63, 99XI+32I, 99X7+467, 99XI3+596XI9+73I, 99X25+58, 99X26+80X27+
94, 99X28+I03, 99X29+53, 50X30+774, 99X3I+8I9, 99X37+4I7, 50X43=423, 46

-Noeud 26

I63, 99X2+32I, 99X8+467, 99XI4+596X20+58, 99X25+8II, 99X26+I54X27+
I83, 88X28+20I, 99X29+I04X30+774, 99X32+8I9, 99X38+4I7, 50X44=8I4, 96

-Noeud 27

I63, 99X3+32I, 99X9+467, 99XI5+596X2I+80X25+I54X26+9I5, 99X27+
26IX28+288X29+I48, 50X30+774, 99X33+8I9, 99X39+4I7, 50X45=II47, 50

-Noeud 28

I63, 99X4+32I, 99XI0+467, 99XI6+596X22+94, 99X25+I83, 99X26+26IX27+
I0I9, 98X28+355, 99X29+I84X30+774, 99X34+8I9, 99X40+4I7, 50X46=I399, 96

-Noeud 29

I63, 99X5+32I, 99XII+467, 99XI7+596X23+I03, 99X25+20I, 99X26+288X27+
355, 99X28+I099, 98X29+207, 50X30+774, 99X35+8I9, 99X4I+4I7, 50X47=I557, 46

-Noeud 30

I63, 99X6+32I, 99XI2+467, 99XI8+596X24+I07X25+208X26+297X27+
368X28+4I5X29+9I5, 99X30+774, 99X36+8I9, 99X42+4I7, 50X48=I6II

-Noeud 3I

I78, 99XI+352X7+5I2, 99XI3+656XI9+774, 99X25+895, 99X3I+58, 99X32+
80X33+94, 99X34+I03, 99X35+53, 50X36+9I7, 99X37+468X43=423, 46

-Noeud 32

I78, 99X2+352X8+5I2, 99XI4+656X20+774, 99X26+58, 99X3I+975, 99X32+
I54X33+I83, 99X34+20I, 99X35+I04X36+9I7, 99X38+468X44=8I4, 96

-Noeud 33

$I78, 99X3+352X9+5I2, 99XI5+656X2I+774, 99X27+80X3I+I54X32+I080X33+26IX34+288X35+I48, 50X36+9I7, 99X39+468X45=II47, 50$

-Noeud 34

$I78, 99X4+352XI0+5I2, 99XI6+656X22+774, 99X28+94, 99X3I+I83, 99X32+26IX33+II83, 99X34+355, 99X35+I84X36+9I7, 99X40+468X46=I399, 96$

-NOEUD 35

$I78, 99X5+352XI1+5I2, 99XI7+656X23+774, 99X29+I03, 99X3I+20I, 99X32+288X33+355, 99X34+I263, 99X35+207, 50X36+9I7, 99X4I+468X47=I557, 46$

-Noeud 36

$I78, 99X6+352XI2+5I2, 99XI8+656X24+774, 99X30+I07X3I+208X32+297X33+368X34+4I5X35+I080X36+9I7, 99X42+468X48=I6II$

-Noeud 37

$I87, 99XI+369, 99X7+539, 99XI3+692XI9+8I9, 99X25+9I7, 99X3I+I0II, 98X37+58, 99X38+80X39+94, 99X40+I03, 99X4I+53, 50X42+5005, 50X43=423, 46$

-Noeud 38

$I87, 99X2+369, 99X8+539, 99XI4+692X20+8I9, 99X26+9I7, 99X32+58, 99X37+I09I, 98X38+I54X39+I83, 99X40+20I, 99X4I+I04X42+5005, 50X44=8I4, 96$

-Noeud 39

$I87, 99X3+369, 99X9+539, 99XI5+692X2I+8I9, 99X27+9I7, 99X33+80X37+I54X38+II95, 99X39+26IX40+288X4I+I48, 50X42+5005, 50X45=II47, 50$

-Noeud 40

$I87, 99X4+369, 99XI0+539, 99XI6+692X22+8I9, 99X28+9I7, 99X34+94, 99X37+I83, 99X38+26IX39+I299, 98X40+355, 99X4I+I84X42+5005, 50X46=I399, 96$

-Noeud 4I

$I87, 99X5+369, 99XI1+539, 99XI7+692X23+8I9, 99X29+9I7, 99X35+I03, 99X37+20I, 99X38+288X39+355, 99X40+I379, 99X4I+207, 50X42+5005, 50X47=I557, 46$

-Noeud 42

$I87, 99X6+369, 99XI2+539, 99XI8+692X24+8I9, 99X30+9I7, 99X36+I07X37+208X38+297X39+368X40+4I5X4I+II95, 99X42+5005, 50X48=I6II$

-Noeud 43

$I9IXI+376X7+549XI3+704XI9+835X25+936X3I+I00IX37+543, 99X43+58, 99X44+80X45+94, 99X46+I03, 99X47+53, 50X48=423, 46$

-Noeud 44

$$I9IX2+376X8+549XI4+704X20+835X26+936X32+I00IX38+58,99X43+623,99X44+I54X45+I83,99X46+20I,99X47+I04X48 = 8I4,96$$

-Noeud 45

$$I9IX3+376X9+549XI5+704X2I+835X27+936X33+I00IX39+80X43+I54X44+728X45+26IX46+288X47+I48,50X48 = II47,50$$

-Noeud 46

$$I9IX4+376XI0+549XI6+704X22+835X28+936X34+I00IX40+94,99X43+I83,99X44+26IX45+83I,99X46+355,99X47+I84X48 = I399,96$$

-Noeud 47

$$I9IX5+376XII+549XI7+704X23+835X29+936X35+I00IX4I+I03,99X43+20I,99X44+288X45+355,99X46+9II,99X47+207,50X48 = I557,46$$

-Noeud 48

$$I9IX6+376XI2+549XI8+704X24+835X30+936X36+I00IX42+I07X43+208X44+297X45+368X46+4I5X47+728X48 = I6II$$

b/ Résultats obtenus pour une charge P=I

XI=0,4896	XI3=0,I308	X250,0483	X37=0,0I80
X2=0,7252	XI4=0,2768	X26=0,I025	X38=0,036I
X3=0,8095	XI5=0,4074	X27=0,I609	X39=0,0562
X4=0,8368	XI6=0,4953	X28=0,2I32	X40=0,0752
X5=0,8592	XI7=0,59II	X29=0,2556	X4I=0,0760
X6=0,8595	XI8=0,59I8	X30=0,2734	X42=0,I042
X7=0,2343	XI9=0,0790	X3I=0,0294	X43=0,0I43
X8=0,4588	X20=0,I675	X32=0,0603	X44=0,0293
X9=0,6038	X2I=0,2636	X33=0,0928	X45=0,04I7
XI0=0,6769	X22=0,3480	X34=0,I245	X46=0,0533
XII=0,6792	X23=0,368I	X35=0,I584	X47=0,065I
XI2=0,7578	X24=0,4459	X36=0,I587	X48=0,0690

Les valeurs des charges s'exerçant sur les poutres transversales s'obtiennent en utilisant la relation:

$$Y_i = I - X_i$$

YI=0,5I04	YI3=0,8692	Y25=0,95I7	Y37=0,9820
Y2=0,2748	YI4=0,7232	Y26=0,8975	Y38=0,9639
Y3=0,1905	YI5=0,5926	Y27=0,839I	Y39=0,9438
Y4=0,1632	YI6 =0,5047	Y28=0,7868	Y40=0,9248
Y5=0,1408	YI7=0,4089	Y29=0,7444	Y4I=0,9240
Y6=0,1405	YI8=0,4082	Y30=0,7266	Y42=0,8958
Y7=0,7657	YI9=0,92I0	Y3I=0,9706	Y43=0,9857
Y8=0,54I2	Y20=0,8325	Y32=0,9397	Y44=0,9707
Y9=0,3962	Y2I=0,7363	Y33=0,9072	Y45=0,9583
YI0=0,323I	Y22=0,6520	Y34=0,8755	Y46=0,9467
YII=0,3208	Y23=0,63I9	Y35=0,84I6	Y47=0,9349
YI2=0,2422	Y24=0,554I	Y36=0,84I3	Y48=0,93I0

C/Calcul du ferrailage

C.I/Descente de charges:

-Poids par m² du réseau de poutres croisées:

$$II_{\text{poutres (A)}} = II.0;55.0,16.16.2500 = 38720 \text{ kg}$$

$$I5_{\text{POUTRES (B)}} = I5.0,55.0,16.10,24.2500 = 33800 \text{ kg}$$

$$\text{TOTAL} = 72520 \text{ kg}$$

$$P/m^2 = 72520/16.12 = 378 \text{ kg/m}^2$$

-platre sur les 2 faces des poutres

$$P/m^2 = 20.40,84 = 37 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{-forme de pente} = 280 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{-isolation hydraulique} = 050 \text{ "}$$

$$\text{-dalle (5 cm)} = 125 \text{ "}$$

$$\text{-réseau de p.C} = 378 \text{ "}$$

$$\text{-platre (20+37)} = 057 \text{ "}$$

$$\text{-surcharge (I,2.I00)} = 120 \text{ "}$$

$$\text{TOTAL} = 1010 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 1010.1 = 1010 \text{ kg}$$

C.2/Ferrailage

Pour chaque poutre, la section d'acier sera calculée à partir du moment fléchissant maximum.

6.2I/Poutres longitudinales

Pour toutes ces poutres nous avons les dimensions suivantes.

$$h = 60 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b_0 = 16 \text{ cm} ; d = 5 \text{ cm}$$

Pour la largeur de table de compression à attribuer à ces poutres, nous avons pris une valeur qui respecte la condition de limitation de la contrainte de cisaillement du hourdis à sa jonction avec la nervure. Cette condition étant la plus restrictive des conditions énumérées dans l'article 23,3 du BA68.

$$k = 2.8.h_0 + 16 = 96 \text{ cm}$$

-poutre A1

$$M = 1010 \cdot 2,2683 = 2290 \text{ kg.m}$$

$$u_a = \frac{M}{7.n.b_0.h^2/100} = \frac{229000}{183.484} = 2,56$$

$$a'_n = \frac{(b-b_0)h_0}{b_0.h/100} = \frac{80.5}{16.0,55} = 45,5$$

$$\delta' = \frac{h_a}{2h} = 0,045$$

La lecture sur les graphes correspondant à $\delta' = 0,05$ donne :

$$\alpha = 0,10 ; a_n = 4$$

$$y = \alpha.h = 0,10.55 = 5,5 \text{ cm}$$

$$A = a_n/n.b_0.h/100 = 2,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prendrons } 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Nous effectuerons une vérification de la contrainte du béton comprimé et du moment plafond uniquement pour la poutre A6 qui est la plus chargée.

-poutre A2

$$M = 1010.4,3870 = 4430 \text{ kg.m}$$

En procédant de la même manière que pour la poutre A1, on obtient :

$$A = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous utiliserons } 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

-poutre A3

$$M = 1010.6,2152 = 6260 \text{ kg.m}$$

$$A = 4,53 \text{ cm}^2 \quad 3\text{TI4} = 4,62 \text{ cm}^2$$

-poutre A4

$$M = 1010.7,6253 = 7700 \text{ kg.m}$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 \quad 5\text{TI2} = 5,65 \text{ cm}^2$$

-poutre A5

$$M = 1010.8,5191 = 8600 \text{ kg.m}$$

$$A = 6,63 \text{ cm}^2 \quad 2\text{TI4} + 3\text{TI2} = 6,47 \text{ cm}^2$$

-poutre A6

$$M = 1010.8,8157 = 8900 \text{ kg.m}$$

$$u_a = 10,05$$

Les graphes utilisés pour la poutre A1, donne pour cette valeur de u_a

$$\alpha = 0,20 \quad ; \quad a_n = 11$$

Le tableau donne pour cette valeur de

$$\eta = 0,250 \quad ; \quad \mu'_{b,el}(N) = 18 \quad - \quad \mu'_{b,el}(H) = \alpha'_n (1 - \delta') = 43,2$$

D'où:

$$y = \alpha \cdot h = 0,2 \cdot 55 = 11 \text{ cm} \quad (\text{position de l'axe neutre})$$

$$A = (a_n/n)(b_0 \cdot h)/100 = (11/15)(16.55)/100 = 6,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{nous emploierons } 2\text{TI6} + 3\text{TI2} = 7,41 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la contrainte du béton comprimé

$$\sigma'_b = \eta \frac{\sigma_{b0}}{n} = 0,250 \cdot 183 = 45,8 \text{ bars}$$

La contrainte admissible étant:

$$\bar{\sigma}'_b = \lambda' \cdot \sigma'_{b0}$$

$$\text{avec } \lambda' = \frac{\eta}{a_n} (100\alpha + \alpha'_n)$$

$$\lambda' = 0,25/11(20+45,5) = 1,49$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,49 \cdot 67,5 = 100 \text{ bars}$$

Donc

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

+Vérification du moment plafond :

$$M'_{b,pl} = (k'_{b,pl}(H) + k'_{b,pl}(M)) \times \frac{b_0 h^2}{100} \cdot \bar{\sigma}_{b_0} \left(1,10 - \frac{\bar{\sigma}'_{b_0}}{10000}\right)$$

$$M'_{b,pl} = 61,2 \cdot 16,30,25,69,7 = 2060000 \text{ kg.cm} = 20600 \text{ kg.m}$$

Donc nous avons bien:

$$M < M'_{b,pl}$$

C.2.2/Poutres transversales:

-poutre B1

$$M = 1010,3,409 = 3450 \text{ kg.m}$$

$$A = 2,94 \text{ cm}^2 \quad 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

-poutre B2

$$M = 1010,6,662 = 6730 \text{ kg.m}$$

$$A = 4,60 \text{ cm}^2 \quad 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

-poutre B3

$$M = 1010,9,684 = 9780 \text{ kg.m}$$

$$A = 7,54 \text{ cm}^2 \quad 5T14 = 7,69 \text{ cm}^2$$

-poutre B4

$$M = 1010,13,024 = 13100 \text{ kg.m}$$

$$A = 9,08 \text{ cm}^2 \quad (5T16 = 10,05 \text{ cm}^2)$$

-poutre B5

$$M = 1010,14,307 = 14500 \text{ kg.m}$$

$$A = 10,25 \text{ cm}^2 \quad 3T16 + 3T14 = 10,65 \text{ cm}^2$$

-poutre B6

$$M = 1010,15,835 = 15950 \text{ kg.m}$$

$$A = 11,15 \text{ cm}^2 \quad 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

-poutre B7

$$M = 1010,16,747 = 16900 \text{ kg.m}$$

$$A = 12,30 \text{ cm}^2 \quad 2T20 + 3T16 = 12,31 \text{ cm}^2$$

-poutre B8

Pour cette poutre qui est la plus chargée, nous ferons une vérification de la contrainte du béton comprimé et du moment plafond.

$$M = 1010 \cdot 17,066 = 17200 \text{ kg.m}$$

$$\delta' = 5 / (2 \cdot 55) = 0,0455$$

$$a_n' = 80 \cdot 5 / 16 \cdot 0,55 = 45,5$$

$$u_n = 1720000 / 183 \cdot 16 \cdot 30,2 = 19,45$$

Pour cette valeur de u_n , les graphes correspondant à $\delta' = 0,05$ nous donnent les valeurs suivantes:

$$\alpha = 0,29 ; a_n = 22$$

Pour $\alpha = 0,29$, nous avons:

$$\eta = 0,408 ; u_{bpl}'(N) = 24,80 ; M_{bpl}'(H) = 45 (1 - \delta') = 43,2$$

D'où:

$$y = 0,29 \cdot 55 = 15,95 \text{ cm}$$

$$A = (22 / 15) (16 \cdot 0,55) = 12,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prendrons } 3T20 + 2T16 = 13,44 \text{ cm}^2$$

+Vérification de la contrainte dans le béton comprimé:

$$\sigma_b' = 0,408 \cdot 183 = 74,9 \text{ bars}$$

$$\lambda' = 0,408 / 22 \cdot (29 + 45,5) = 1,38$$

$$\bar{\sigma}_b' = 1,38 \cdot 67,5 = 93,5 \text{ bars}$$

Donc nous avons bien:

$$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b'$$

=Vérification du moment plafond:

$$M_{bpl}' = 68 \cdot 16 \cdot 30,2 \cdot 69,7 = 2280000 \text{ kg.cm} = 22800 \text{ kg.m}$$

Là aussi, nous avons:

$$M < M_{bpl}'$$

d/Calcul de la plaque: CCBA 68 art.A2I

Nous supposons la plaque articulée sur son contour.

Les dimensions de la plaque sont :

$$l_x = l_y = 100 - 16 = 84 \text{ cm}$$

La charge uniformément répartie qui s'exerce sur la plaque est:

$$q = 595 \text{ kg/m}^2$$

-calcul des moments fléchissants:

Pour $\rho = l_x / l_y = 1$, l'échelle fonctionnelle nous donne:

$$u_x = 0,0423 \quad u_y = 1$$

d'ou:

$$M_x = u_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0423 \cdot 595 \cdot (0,84)^2 = 17,75 \text{ kg.m}$$

$$M_y = u_y \cdot M_x = 17,75 \text{ kg.m}$$

-calcul de la section d'acier:

données: $b_0 = 100 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $f_n = 183$

$$u_a = M / (f_n \cdot b_0 \cdot h^2 / 100)$$

$$u_a = 1775 / (183 \cdot 16) = 0,606 \quad \text{----} \quad a_n = 0,630$$

$$A = (a_n / f_n) \cdot (b_0 \cdot h / 100) = 4 \cdot 0,63 / 15 = 0,167 \text{ cm}^2$$

+Condition de non-fragilité CCBA 68 art.52.2

$$\frac{A_x}{b \cdot h \cdot \alpha} \geq \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$A_x \geq \frac{0,54}{2} \times 1 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{5}{4} \right)^2 \times 100 \times 4$$

$$A_x \geq 0,36 \text{ cm}^2$$

Nous emploierons 5T5/ml ($0,98 \text{ cm}^2$)

3.3.2/ CALCUL DU PLANCHER PL4 SELON LA THEORIE DES POUTRES
CROISEES DANS L'HYPOTHESE a=b=2m

a/SYSTEME D'EQUATIONS

-Noeud 1

$$33,999X1+22,999X2+13X3+35X4+44X7+23,50X10 = 49,998$$

-Noeud 2

$$22,999X1+59,999X2+23X3+35X5+44X8+23,50X11 = 85,998$$

-Noeud 3

$$26X1+46X2+47X3+35X6+44X9+23,50X12 = 99$$

-Noeud 4

$$35X1+77,999X4+22,999X5+13X6+82X7+44X10 = 49,998$$

-Noeud 5

$$35X2+22,999X4+103,999X5+23X6+82X8+44X11 = 85,998$$

-Noeud 6

$$35X3+26X4+46X5+91X6+82X9+44X12 = 99$$

-Noeud 7

$$44X1+82X4+121,999X7+22,999X8+13X9+58,50X10 = 49,998$$

-Noeud 8

$$44X2+82X5+22,999X7+147,999X8+23X9+58,50X11 = 85,998$$

-Noeud 9

$$44X3+82X6+26X7+46X8+135X9+58,50X12 = 99$$

-Noeud 10

$$47X1+88X4+117X7+77,999X10+22,998X11+13X12 = 49,998$$

-Noeud 11

$$47X2+88X5+117X8+22,998X10+103,999X11+23X12 = 85,998$$

-Noeud 12

$$47X3+88X6+117X9+26X10+46X11+91X12 = 99$$

b/Résultats obtenus pour une charge P=1

X1=0,459	X5=0,342	X9=0,165
X2=0,663	X6=0,404	X10=0,032
X3=0,708	X7=0,065	X11=0,062
X4=0,179	X8=0,133	X12=0,076

Les valeurs de Y_i sont les suivantes :

$Y_1=0,541$	$Y_5=0,658$	$Y_9=0,835$
$Y_2=0,337$	$Y_6=0,596$	$Y_{10}=0,968$
$Y_3=0,292$	$Y_7=0,935$	$Y_{11}=0,938$
$Y_4=0,821$	$Y_8=0,867$	$Y_{12}=0,924$

c/Calcul du ferrailage

c.1/ Descente de charge

-Poids par m^2 du réseau de poutres croisées

$$5 \text{ poutres A} = 5 \cdot 0,63 \cdot 0,18 \cdot 16 \cdot 2500 = 22780 \text{ kg}$$

$$7 \text{ poutres B} = 7 \cdot 0,63 \cdot 0,18 \cdot 12 \cdot 2500 = 23800 \text{ kg}$$

$$\text{platre (A)} = 5 \cdot 2 \cdot 0,63 \cdot 16;20 = 2020 \text{ kg}$$

$$\text{platre (B)} = 7 \cdot 2 \cdot 0,63 \cdot 12 \cdot 20 = 2120 \text{ kg}$$

$$\text{TOTAL} = 50720 \text{ kg}$$

$$P/m^2 = \frac{50720}{16 \cdot 12} = 265 \text{ kg/m}^2$$

-	
-forme de pente	280 kg/m^2
-isolation hydraulique	050 "
-dalle (7cm)	175 "
-réseau de p.c	265 "
-surcharge (1,2.100)	120 "

$$\text{TOTAL} = 910 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 910 \cdot 4 = 3640 \text{ kg}$$

C.2/Ferrailage

Pour chaque poutre , nous évaluerons la section d'acier à partir du moment fléchissant maximum.

C.2.1/Poutres longitudinales

-Poutre AI

$$M = 3640 \cdot 2,152 = 7834 \text{ kg.m}$$

+Calcul préliminaire

$$\delta = h_0/2H = 7/2 \cdot 63 = 0,0555$$

$$b_0 h/100 = 18 \cdot 63/100 = 11,35$$

$$b_0 h^2/100 = 715$$

$$\mu_0 = \frac{M}{\frac{\sigma_a}{n} \times \frac{b_0 h^2}{100}} = \frac{783400}{183.715} = 6$$

$$a'_n = \frac{(b-b_0)h}{b_0 h / 100} = \frac{112.7}{11.35} = 69$$

La lecture sur les graphes correspondant à $\mu_0 = 0,060$ donne

$$\alpha = 0,13 ; a_n = 6$$

D'où:

$$y = \alpha \cdot h = 0,13 \cdot 63 = 8,2 \text{ cm}$$

$$A = a_n / n \cdot b_0 h / 100 = (6/15) \times 11,35 = 4,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prendrons } 3\text{TI}4 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Nous ferons une vérification de la contrainte dans le béton et du moment plafond uniquement pour la poutre A3 qui est la plus chargée.

-Poutre A2

$$M = 3640 \cdot 3740 = 13600 \text{ kg.m}$$

EN effectuant les memes calculs que pour la poutre A1,

on obtient:

$$A = 8,34 \text{ cm}^2 ; \text{ nous utiliserons } 2\text{TI}6 + 3\text{TI}4 = 8,64 \text{ cm}^2$$

-Poutre A3

$$M = 3640 \cdot 4,326 = 15,760 \text{ kg.m}$$

$$\mu_0 = \frac{1576000}{183.715} = 12$$

Pour cette valeur de μ_0 , on obtient

$$\alpha = 0,19 ; a_n = 13 ; \eta = 0,235 ; N'_{b,r}(\rho) = 17,20$$

D'où:

$$N'_{b,r}(H) = a'_n (1 - \delta') = 65$$

$$y = 0,19 \cdot 63 = 12 \text{ cm}$$

$$A = (13/15) \times 11,35 = 9,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prendrons } 5\text{TI}6 = 10,05 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte du béton comprimé

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,235 \times 183 = 43 \text{ barn}$$

$$L' = \frac{\eta}{a_n} (100\alpha + a'_n) = 1,59$$

$$\bar{\sigma}'_b = \lambda' \cdot \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,59 \times 67,5 = 107 \text{ bar}$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifié}$$

+Vérification du moment plafond

$$M'_{b,r} = [M'_{b,r}(H) + M'_{b,r}(IV)] \times \frac{b_0 h^2}{400} \times \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1,10 - \frac{\bar{\sigma}'_{b_0}}{1000}\right)$$

$$M'_{b,r} = 82,20 \cdot 715 \cdot 69,7 = 41000 \text{ kg.m}$$

$$M < M'_{b,r} \quad \text{vérifié}$$

C.2.2/Poutres transversales:

-poutre B1

$$M = 3640 \cdot 3,306 = 12020 \text{ kg.m}$$

La lecture sur les graphes correspondant à $\alpha = 0,055$ donne:

$$\text{pour } \mu = 8,65 \quad (b_0 \cdot h / 100 = 11,7 ; b_0 \cdot h^2 / 100 = 760 ; a'_n = 67)$$

$$\alpha = 0,15 ; a'_n = 8,5$$

D'où :

$$A = (8,5) \cdot 11,7 = 6,65 \text{ cm}^2 \quad 3T14 + 2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

-poutre B2

$$M = 3640 \cdot 6,062 = 21800 \text{ kg.m}$$

$$A = 12,50 \text{ cm}^2 \quad 3T20 + 2T14 = 12,50 \text{ cm}^2$$

-poutre B3

$$M = 3640 \cdot 7,843 = 28540 \text{ kg.m}$$

$$A = 17,2 \text{ cm}^2 \quad 5T20 + 1T16 = 17,71 \text{ cm}^2$$

-poutre B4

$$M = 3640 \cdot 8,46 = 30800 \text{ kg.m}$$

$$= 22,2$$

Pour cette valeur de α , les graphes donnent

$$\alpha = 0,27 ; a'_n = 24 ; \eta = 0,370 ; \mu'_{b,r} = 23,36 , \mu'_{b,r}(H) = 63,3$$

D'où :

$$y = 0,27 \cdot 65 = 17,6 \text{ cm}$$

$$A = (24/15) \cdot 11,7 = 18,7 \text{ cm}^2 \quad 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

+Vérification de la contrainte du béton comprimé

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,370 \times 183 = 67,7 \text{ bar}$$

$$\lambda' = \frac{\eta}{a_n} (100\alpha + a'_n) = \frac{0,37}{24} (27 + 67)$$

$$\lambda' = 1,45$$

$$\bar{\sigma}'_b = \lambda' \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = 93 \text{ bar}$$

Donc $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$

+ Vérification du moment plafond

$$M'_{b,pl} = 86,86 \times 760 \times 69,7 = 46.000 \text{ kg.cm}$$

Donc nous avons bien

$$M = 30.800 \text{ kg.m} < M'_{b,pl} = 46.000 \text{ kg.m}$$

d/Calcul de la plaque:

Les dimensions de la plaque sont:

$$l_x = l_y = 200 - 18 = 182 \text{ cm}$$

La charge est: $q = 645 \text{ kg/m}^2$

-calcul des moments fléchissants:

$$M_x = 0,0423 \cdot 645 \cdot (1,82)^2 = 90,5 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 90,5 \text{ kg.m}$$

$$u_a = 9050 / (183 \cdot 6^2) = 1,37 \quad \text{-----} \quad a_n = 1,524$$

$$A = (1,524 / 15) \cdot 6 = 0,61 \text{ cm}^2$$

Nous utiliserons (5HA5 = $0,98 \text{ cm}^2$) par ml

3.3.3-CALCUL DU PLANCHER PL4 SELON LA METHODE APPROCHEE

DANS LE CAS a=b =1m .

Descente de charge:

La charge q/m^2 agissant sur le plancher est obtenue en faisant la descente de charge relative au plancher considéré. $q = 1010 \text{ Kg}/m^2$.

Calcul des charges relatives aux poutres medianes:

considerons les deux poutres medianes A_m et B_m , si $q = 1 \text{ Kg}/m^2$, cette charge se repartit aux poutres A_m et B_m selon les valeurs suivantes:

$$\text{poutre } A_m \quad q_a = l_b^4 \cdot q / (l_a^4 + l_b^4) = \frac{12^4}{12^4 + 16^4} = 0,24 \text{ Kg}/m^2$$

$$\text{poutre } B_m \quad q_b = l_a^4 \cdot q / (l_a^4 + l_b^4) = \frac{16^4}{12^4 + 16^4} = 0,76 \text{ Kg}/m^2$$

Determination des rapports des fleches:

a) considerons la poutre mediane B_m , on a le rapport des fleches

$$\frac{W_i}{W_{Bm}} = \frac{16}{5} \cdot (\theta_b - 2\theta_b^3 + \theta_b^4)$$

pour $\theta_b = \frac{x}{12}$ - la relation se reduit à :

$$W_i/W_{Bm} = 1,54 \cdot 10^{-4} (1728x - 24x^3 + x^4)$$

$$\text{pour } x = 1m \quad W_1/W_{Bm} = W_{B11}/W_{Bm} = 0,262$$

$$x = 2m \quad W_2/W_{Bm} = W_{B10}/W_{Bm} = 0,505$$

$$x = 3m \quad W_3/W_{Bm} = W_{B9}/W_{Bm} = 0,710$$

$$x = 4m \quad W_4/W_{Bm} = W_{B8}/W_{Bm} = 0,865$$

$$x = 5m \quad W_5/W_{Bm} = W_{B7}/W_{Bm} = 0,965$$

$$x = 6m \quad W_6/W_{Bm} = W_{B6}/W_{Bm} = 1$$

b) considerons la poutre mediane A_m , on a les rapports des fleches :

$$W_{ai}/W_{am} = \frac{16}{5} \cdot (\theta_a - 2\theta_a^3 + \theta_a^4) \quad \text{pour } \theta_a = \frac{x}{12} = \frac{x}{16}$$

la relation se reduit à :

$$W_{ai}/W_{am} = 4,88 \cdot 10^{-5} (4096x - 32x^3 + x^4)$$

pour $x= 1m$ $Wa1/Wam = Wa15/Wam = 0,198$
 $x= 2m$ $Wa2/Wam = Wa14/Wam = 0,388$
 $x= 3m$ $Wa3/Wam = Wa13/Wam = 0,560$
 $x= 4m$ $Wa4/Wam = Wa12/Wam = 0,710$
 $x= 5m$ $Wa5/Wam = Wa11/Wam = 0,815$
 $x= 6m$ $Wa6/Wam = Wa10/Wam = 0,925$
 $x= 7m$ $Wa7/Wam = Wa9/Wam = 0,975$
 $x= 8m$ $Wa8/Wam = Wa8/Wam = 1$

CALCUL DES CHARGES RELATIVES AUX POUTRES LONGITUDINALES ' A ' :

pour $q = 1010 \text{Kg/m}^2$ on a :

poutre A1 $qa1 = \frac{Wb1}{Wbm} \cdot q_a \cdot b = 0,262 \cdot 0,24 \cdot 1 \cdot 1010 = 63,60 \text{ Kg/ml}$
 " A2 $qa2 = \quad = 0,505 \cdot 0,24 \cdot 1 \cdot 1010 = 122 \quad "$
 " A3 $qa3 = \quad = 0,71 \cdot 0,24 \cdot 1 \cdot 1010 = 172 \quad "$
 " A4 $qa4 = \quad = 0,865 \cdot 0,24 \cdot 1 \cdot 1010 = 210 \quad "$
 " A5 $qa5 = \quad = 0,965 \cdot 0,24 \cdot 1 \cdot 1010 = 234 \quad "$
 " A6 $qa6 = \quad = 1 \cdot 0,24 \cdot 1 \cdot 1010 = 242 \text{ Kg/ml}$

CALCUL DES CHARGES RELATIVES AUX POUTRES TRANSVERSALES ' B ' :

pour $q = 1010 \text{ Kg/m}^2$ on a : $q_{bi} = \frac{Wai}{Wam} \cdot q_b \cdot a$

poutre B1 $qb1 = 0,198 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 1010 = 151 \text{ Kg/ml}$
 " B2 $qb2 = 0,388 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 1010 = 298 \quad "$
 " B3 $qb3 = 0,560 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 1010 = 430 \quad "$
 " B4 $qb4 = 0,710 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 1010 = 545 \quad "$
 " B5 $qb5 = 0,815 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 1010 = 625 \quad "$
 " B6 $qb6 = 0,925 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 1010 = 706 \quad "$
 " B7 $qb7 = 0,975 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 1010 = 745 \quad "$
 " B8 $qb8 = 1 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 1010 = 768 \text{ Kg/ml}$

VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANTS:

Les poutres sont considerees comme simplement appuyees.

les moments flechissants maxi aux milieux de leurs portees respectives auront pour valeurs:

poutres longitudinales ' A ':

poutre A1	$Ma1 = qa1 \cdot l_a^2 / 8 = 63,60 \cdot 16^2 / 8 = 2040$	Kg.m
poutre A2	$Ma2 = qa2 \cdot l_a^2 / 8 = 122 \cdot 32 = 3900$	"
poutre A3	$Ma3 = qa3 \cdot l_a^2 / 8 = 172 \cdot 32 = 5500$	"
poutre A4	$Ma4 = qa4 \cdot l_a^2 / 8 = 210 \cdot 32 = 6720$	"
poutre A5	$Ma5 = qa5 \cdot l_a^2 / 8 = 234 \cdot 32 = 7500$	"
poutre A6	$Ma6 = qa6 \cdot l_a^2 / 8 = 242 \cdot 32 = 7750$	"

poutres transversales ' B ':

poutre B1	$Mb1 = qb1 \cdot l_b^2 / 8 = 151 \cdot 18 = 2720$	Kg.m
poutre B2	$Mb2 = qb2 \cdot l_b^2 / 8 = 298 \cdot 18 = 5360$	"
poutre B3	$Mb3 = qb3 \cdot l_b^2 / 8 = 430 \cdot 18 = 7750$	"
poutre B4	$Mb4 = qb4 \cdot l_b^2 / 8 = 545 \cdot 18 = 9800$	"
poutre B5	$Mb5 = qb5 \cdot l_b^2 / 8 = 625 \cdot 18 = 11250$	Kg.m
poutre B6	$Mb6 = qb6 \cdot l_b^2 / 8 = 706 \cdot 18 = 12700$	"
poutre B7	$Mb7 = qb7 \cdot l_b^2 / 8 = 746 \cdot 18 = 13400$	"
poutre B8	$Mb8 = qb8 \cdot l_b^2 / 8 = 768 \cdot 18 = 13800$	Kg.m

CALCUL DU PLANCHER PL4 DANS LE CAS a=b=2m :

pour les poutres medianes Am et Bm leurs charges qa , et qb , restent identiques au cas precedent .

poutre Am $qa = 0,24 \text{ Kg/m}^2$ et pour Bm $qb = 0,76 \text{ Kg/m}^2$

DETERMINATION DES RAPPORTS DES FLECHES :

considerons la poutre mediane Bm:

$$W_{bi}/W_{bm} = 1,54 \cdot 10^{-4} (1728x - 24x^3 + x^4)$$

pour $x = 2m$ $W_{b2}/W_{bm} = W_{b10}/W_{bm} = 0,505$

pour $x = 4m$ $W_{b4}/W_{bm} = W_{b8}/W_{bm} = 0,865$

pour $x = 6m$ $W_{b6}/W_{bm} = W_{b6}/W_{bm} = 1$

considerons la poutre mediane A_m :

$$W_{ai}/W_{am} = 4,88 \cdot 10^{-5} (4096x - 32x^3 + x^4)$$

pour $x = 2m$ $W_{a2}/W_{am} = W_{a14}/W_{am} = 0,388$

pour $x = 4m$ $W_{a4}/W_{am} = W_{a12}/W_{am} = 0,710$

pour $x = 6m$ $W_{a6}/W_{am} = W_{a10}/W_{am} = 0,925$

pour $x = 8m$ $W_{a8}/W_{am} = W_{a8}/W_{am} = 1$

CALCUL DES CHARGES RELATIVES AUX POUTRES LONGITUDINALES ' A ' :

pour $q = 910 \text{ Kg/m}^2$ on a : $q_{ai} = \frac{W_{bi}}{W_{bm}} \cdot q_a \cdot b$

poutre A1 $q_{a1} = 0,505 \cdot 0,24 \cdot 2 \cdot 910 = 220 \text{ Kg/ml}$

poutre A2 $q_{a2} = 0,865 \cdot 0,24 \cdot 2 \cdot 910 = 378 \text{ "}$

poutre A3 $q_{a3} = 1 \cdot 0,24 \cdot 2 \cdot 910 = 436 \text{ Kg/ml}$

CALCUL DES CHARGES RELATIVES AUX POUTRES TRANSVERSALES ' B ' :

pour $q = 910 \text{ Kg/m}^2$ on a : $q_{bi} = \frac{W_{ai}}{W_{am}} \cdot q_b \cdot a$

poutre B1 $q_{b1} = 0,388 \cdot 0,76 \cdot 2 \cdot 910 = 529 \text{ Kg/ml}$

poutre B2 $q_{b2} = 0,710 \cdot 0,76 \cdot 2 \cdot 910 = 985 \text{ "}$

poutre B3 $q_{b3} = 0,925 \cdot 0,76 \cdot 2 \cdot 910 = 1280 \text{ "}$

poutre B4 $q_{b4} = 1 \cdot 0,76 \cdot 2 \cdot 910 = 1380 \text{ Kg/ml}$

VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANTS:

Les poutres sont considerees comme simplement appuyees .

les moments flechissants maxi aux milieux de leurs portees respectives auront pour valeurs:

Poutres longitudinales: 'A '

$$\text{poutre A1} \quad Ma1 = qa1.l_a^2 / 8 = 220.16^2 / 8 = 220.32 = 7050 \quad \text{Kg.m}$$

$$\text{poutre A2} \quad Ma2 = qa2.l_a^2 / 8 = 378.32 = 12100 \quad \text{Kg.m}$$

$$\text{poutre A3} \quad Ma3 = qa3.l_a^2 / 8 = 436.32 = 14000 \quad \text{Kg.m}$$

Poutres transversales ' B ' :

$$\text{poutre B1} \quad Mb1 = qb1.l_b^2 / 8 = 529.18 = 9500 \quad \text{Kg.m}$$

$$\text{poutre B2} \quad Mb2 = qb2.l_b^2 / 8 = 985.18 = 17700 \quad "$$

$$\text{poutre B3} \quad Mb3 = qb3.l_b^2 / 8 = 1280.18 = 23000 \quad \text{Kg.m}$$

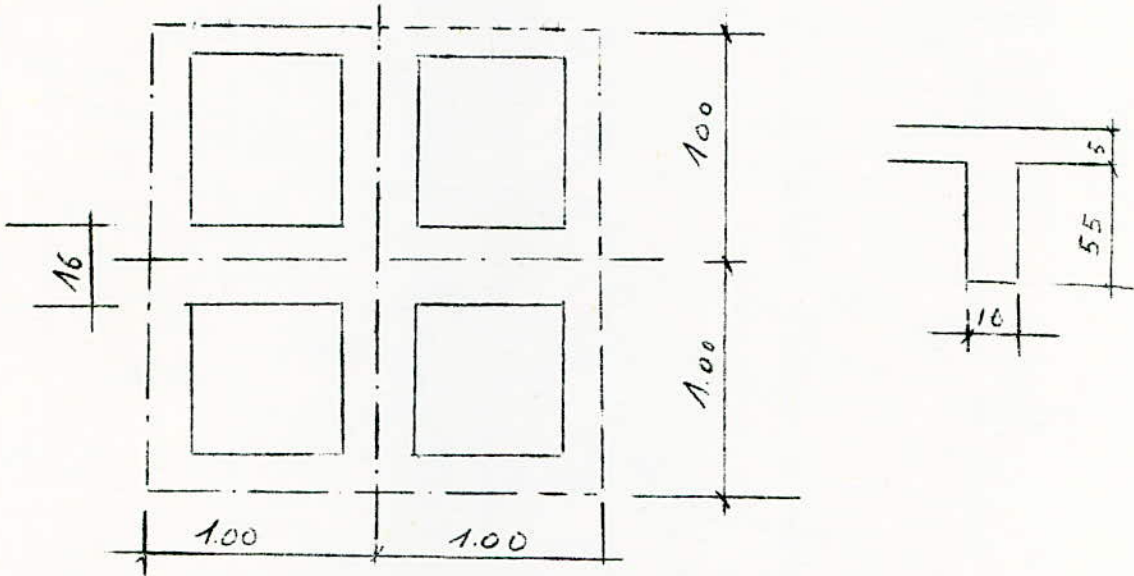
$$\text{poutre B4} \quad Mb4 = qb4.l_b^2 / 8 = 1380.18 = 24800 \quad \text{Kg.m}$$

3.4/Conclusion pour le calcul des planchers:

3.4.I/Calcul selon la théorie des poutres croisées

a.Solution I (a=b=1m)

a.I-Volume de béton pour une surface de plancher = 4 m²



$$S = 0,55 \cdot 0,16 = 0,088 \text{ m}^2 \quad (\text{section - poutre})$$

Longueur de poutres:

$$2 \cdot 2 = 4 \text{ m} \quad (\text{poutres A})$$

$$2 \cdot 1,68 = 3,36 \text{ m} \quad (\text{poutres B})$$

Volume de béton (poutres croisées)

$$V = (4 + 3,36) \times 0,088 = 0,648 \text{ m}^3$$

Volume de béton (plaque)

$$V = 0,05 \cdot 4 = 0,2 \text{ m}^3$$

a.2-Volume d'acier pour tout le plancher (poutres croisées)

$$V = 84998 + 161340 = 246338 \text{ cm}^3 \quad (\text{voir tableaux})$$

b.Solution 2 (a=b=2m)

b.I-Volume de béton pour une surface de plancher = 4m²

$$S = 0,63 \cdot 0,18 = 0,1135 \text{ m}^2$$

Le calcul précédent montre que la solution 2 est plus économique que la solution I.

d. comparaison des valeurs des moments fléchissants obtenues par application de la théorie des poutres croisées et ceux obtenues par application de la méthode approchée :

Nous limiterons cette comparaison à la solution 2 ($a=b=2m$)

poutre	théorie p.c	méthode appro.	M_I/M_2
AI	7834 kg.m	7050 kg.m	I,II
A2	13600 kg.m	12100 kg.m	I,I2
A3	15760 kg.m	14000 kg.m	I,I25
BI	12020 kg.m	9500 kg.m	I,26
B2	21800 kg.m	17700 kg.m	I,23
B3	28540 kg.m	23000 kg.m	I,24
B4	30800 kg.m	24800 kg.m	I,24

Le tableau ci-dessus montre que les moments fléchissants calculés selon la théorie des poutres croisées sont plus grands que ceux calculés selon la méthode approchée. Cependant, la différence qui existe entre deux valeurs homologues est relativement peu importante, en particulier pour les poutres longitudinales.

La méthode approchée peut très bien être utilisée pour le prédimensionnement. C'est une méthode très rapide et qui ne nécessite pas l'emploi de l'ordinateur.

Pour plus de sécurité, nous utiliserons pour les calculs qui suivent la méthode basée sur la théorie des p.c.

Nous adopterons également un espacement entre poutres de 2m.

CALCUL DES PLANCHERS A POUTRES CROISEES4.I/PLANCHER PLI

4.I.I/Système d'équations (Q=I)

-Noeud 1

$$64X1+35X2+44X3+23,50X4+47X5+62X9+71X13+37X17 = 122,50$$

-Noeud 2

$$35X1+90X2+82X3+44X4+47X6+62X10+71X14+37X18 = 225$$

-⁶Noeud 3

$$44X1+82X2+134X3+58,50X4+47X7+62X11+71X15+37X19 = 292,50$$

-Noeud 4

$$47X1+88X2+117X3+90X4+47X8+62X12+71X16+37X20 = 316$$

-Noeud 5

$$47X1+108X5+35X6+44X7+23,50X8+118X9+136X13+71X17 = 122,50$$

-Noeud 6

$$47X2+35X5+152X6+82X7+44X8+118X10+136X14+71X18 = 225$$

-Noeud 7

$$47X3+44X5+82X6+196X7+58,50X8+118X11+136X15+71X19 = 292,50$$

-Noeud 8

$$47X4+47X5+88X6+117X7+152X8+118X12+136X16+71X20 = 316$$

-Noeud 9

$$62X1+118X5+182X9+35X10+44X11+23,50X12+189X13+99X17 = 122,50$$

-Noeud 10

$$62X2+118X6+35X9+226X10+82X11+44X12+189X14+99X18 = 225$$

-Noeud 11

$$62X3+118X7+44X9+82X10+270X11+58,50X12+189X15+99X19 = 292,50$$

-Noeud 12

$$62X4+118X8+47X9+88X10+117X11+226X12+189X16+99X20 = 316$$

-Noeud 13

$$71X1+136X5+189X9+244X13+35X14+44X15+23,50X16+118X17 = 122,50$$

-Noeud 14

$$71X2+136X6+189X10+35X13+288X14+82X15+44X16+118X18 = 225$$

-Noeud 15

$$71X3+136X7+189X11+44X13+82X14+332X15+58,50X16+118X19 = 292,50$$

-Noeud I6

$$7IX4+I36X8+I89XI2+47XI3+88XI4+II7XI5+288XI6+II8X20 = 3I6$$

-NOEUD I7

$$74XI+I42X5+I98X9+236XI3+I45XI7+35XI8+44XI9+23,50X20 = I22,50$$

-Noeud I8

$$74X2+I42X6+I98XI0+236XI4+35XI7+I89XI8+82XI9+44X20 = 225$$

-Noeud I9

$$74X3+I42X7+I98XII+236XI5+44XI7+82XI8+233XI9+58,50X20 = 292,50$$

-Noeud 20

$$74X4+I42X8+I98XI2+236XI6+47XI7+88XI8+II7XI9+I89X20 = 3I6$$

-Les solutions du système sont

+ poutres longitudinales

XI=0,479	X6=0,420	XII=0,325	XI6=0,207
X2=0,703	X7=0,538	XI2=0,36I	XI7=0,048
X3=0,774	X8=0,572	XI3=0,062	XI8=0,096
X4=0,79I	X9=0,108	XI4=0,126	XI9=0,136
X5=0,2I5	XI0=0,228	XI5=0,184	X20=0,152

+ poutres transversales

YI=0,52I	Y6=0,580	YII=0,675	YI6=0,793
Y2=0,297	Y7=0,462	YI2=0,639	YI7=0,952
Y3=0,226	Y8=0,428	YI3=0,938	YI8=0,904
Y4=0,209	Y9=0,892	YI4=0,873	YI9=0,864
Y5=0,785	YI0=0,772	YI5=0,8I6	Y20=0,848

4.I.2/Calcul du ferrailage

a. Descente de charge:

-Poids par par m^2 du réseau de poutres croisées: 280 kg/m^2

-forme de pente	280 kg/m^2
-isolation hydraulique	050 "
-dalle (7cm)	I75 "
-réseau de p.C	280 "
-platre (I,5 cm)	040 "
-surcharges d'exploitation	I20 "
TOTAL	<u>945 kg/m^2</u>

La charge revenant à chaque noeud est :

$$Q = 945.4 = 3780 \text{ kg}$$

b. Ferrailage des poutres

b.1/poutres longitudinales

-poutre A1

$$M = 3,202.3780 = 12100 \text{ kg.m}$$

$$A = 7,5 \text{ cm}^2 \quad 5T14 = 7,69 \text{ cm}^2$$

-poutre A2

$$M = 5,950.3780 = 22500 \text{ kg.m}$$

$$A = 11,7 \text{ cm}^2 \quad 2T16 + 5T14 = 11,71 \text{ cm}^2$$

-poutre A3

$$M = 8,002.3780 = 30200 \text{ kg.m}$$

$$A = 16,8 \text{ cm}^2 \quad 4T20 + 3T14 = 17,17 \text{ cm}^2$$

-poutre A4

$$M = 8,452.3780 = 32000 \text{ kg.m}$$

$$A = 17,6 \text{ cm}^2 \quad 4T20 + 3T16 = 18,59 \text{ cm}^2$$

b.2/poutres transversales

poutre B1

$$M = 4,318.3780 = 16300 \text{ kg.m}$$

$$A = 8,1 \text{ cm}^2 \quad 3T16 + 2T12 = 8,29 \text{ cm}^2$$

-poutre B2

$$M = 8,374.3780 = 31600 \text{ kg.m}$$

$$A = 17,1 \text{ cm}^2 \quad 3T20 + 4T16 = 17,46$$

-poutre B3

$$M = 11,474.3780 = 43,300 \text{ kg.m}$$

$$A = 21,6 \text{ cm}^2 \quad 5T20 + 3T16 = 21,73 \text{ cm}^2$$

-poutre B4

$$M = 13,432.3780 = 50600 \text{ kg.m}$$

$$A = 26,10 \text{ cm}^2 \quad 6T20 + 5T14 = 26,53 \text{ cm}^2$$

-poutre B5

$$M = 14,096.3780 = 54000 \text{ kg.m}$$

$$u_a = 29,2 \quad ; \quad a_n' = 58 \quad ; \quad \delta' = 0,0456$$

Pour cette valeur de u_a , les graphes correspondant à $\delta' = 0,05$ donnent:

$$\alpha = 0,33 ; a_n = 32$$

Pour cette valeur de , les tableaux donnent:

$$\eta = 0,493 ; u_{bpl}^f(N) = 27,56 ; u_{bpl}^f(H) = 58(1-0,05) = 55$$

D'où:

$$y = 0,33 \cdot 75 = 24,8 \text{ cm}$$

$$A = (32/15)(18.75)/100 = 28,8 \text{ cm}^2 \quad 6T20 + 5T16 = 28,89 \text{ cm}^2$$

Contrainte dans le béton comprimé:

$$\sigma_b' = 0,493 \cdot 183 = 90 \text{ bars}$$

La contrainte étant:

$$\bar{\sigma}_b = (0,493/32)(33+58) \cdot 67,5 = 93,6 \text{ bars}$$

Calcul du moment plafond:

$$M_{bpl}^f = (27,56 + 55)(18.75^2/100) \cdot 69,7 = 5800000 \text{ kg.CM} = 58000 \text{ kg.m}$$

Nous avons bien:

$$M < M_{bpl}^f$$

-CALCUL A L'EFFORT TRANCHANT CCBA 68 art.25,II

Pour toutes les poutres, nous emploierons des armatures transversales droites. Nous calculerons l'espacement t pour 3 sections différentes. Nous effectuerons une vérification de la contrainte de cisaillement uniquement pour la poutre la plus chargée.

+poutres longitudinales

-poutre AI

$$T_{max} = 0,888 \cdot 3780 = 3360 \text{ kg}$$

$$z_b = T_{max} / b_0 \cdot z \quad \text{avec } z = 7/8 \cdot h = 64 \text{ cm}$$

$$z_b = 2,93 \text{ kg/cm}^2$$

Nous prendrons $A_t = 1 \text{ cadre } \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \rho_a = 2/3 \quad (\text{reprise de bétonnage prévue})$$

$$\bar{\sigma}_{ar} = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

d'où:

$$t = \frac{\bar{\sigma}_{ar} \cdot A_t}{z_b \cdot b_0} = \frac{1600 \cdot 0,56}{2,93 \cdot 18} = 17 \text{ cm}$$

LE BA68 prévoit une borne supérieure et une borne inférieure pour l'espacement t qui sont :

$$\bar{t} = h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{f_b}) = 62,2 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 0,2.h = 14,6 \text{ cm}$$

L'espacement trouvé étant compris entre ces 2 bornes est donc acceptable.

POUR $T_I = 0,409.3780 = 1549 \text{ kg}$, on obtient :

$$t = (0,56.1600.64) / 1549 = 37 \text{ cm}$$

Pour $T_5 = 0,194.3780 = 734 \text{ kg}$

$$t = 78 \text{ cm} \quad \text{nous adopterons } t = 60 \text{ cm}$$

-poutre A2

$$T_{\max} = 1,526.3780 = 5760 \text{ kg}$$

$$A_t = (I \text{ cadre} + I \text{ étrier}) \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t = (11,3.1600.64) / 5760 = 20 \text{ cm}$$

Nous dresserons un tableau pour le reste des poutres.

Vérification de la contrainte de cisaillement pour la poutre B5 :

$$T = 3,144.3780 = 11900 \text{ kg}$$

$$\tau_b = T / b_0 . z \quad \text{avec } z = 7 / 8 . 75 = 65,5 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 10,10 \text{ bars}$$

La contrainte de cisaillement admissible étant :

$$\bar{\tau}_b = 3,5 . \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ bars}$$

$$\text{On a donc : } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

-Vérification de la flèche: CCBA 68 art.61,21

a. calcul du moment d'inertie I_t de la section totale rendue homogène (poutre B5)

-Position du C.D.G :

$$y_G = \frac{7.130.76,5 + 18.73.36,5 + 15.28.89,5}{7.130 + 18.73 + 15.28} = 45 \text{ cm}$$

y_G est compté à partir du bas.

-Calcul de I_t :

$$I_t = (130.35^3) / 3 + (112.28^3) / 3 + (18.45^3) / 3 + 15.28.89.40^2$$

$$I_t = 2276000 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients et u

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \quad (\text{charges de faible durée})$$

$$\lambda_i = \frac{5,8}{72(2 + 3 \frac{18}{130}) \frac{28,89}{18 \times 75}}$$

$$\lambda_i = 1,57$$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{w}} \quad (\text{charges permanentes})$$

$$\lambda_v = \frac{5,8}{180(2 + 3 \frac{18}{130}) \frac{28,89}{18 \times 75}}$$

$$\lambda_v = 0,63$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{w} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \cdot \frac{28,89}{18 \times 75} \times 2750 + 3 \times 5,8}$$

$$\mu = 0,886 \quad I_f = \frac{I_c}{1 + \lambda \mu}$$

- Calcul des modules de déformations Longitudinales : BA E8 art 9.6

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j'} \quad \text{avec } \sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}' = 1,2 \times 270 = 324 \text{ ban}$$

$$E_v = 126000 \text{ ban}$$

$$E_i = 3 E_v = 378.000 \text{ ban}$$

- Calcul de flèches

Nous utiliserons la formule (2) ou (3) donnée au chap. 3

$$V_i = \sum_{h=1}^7 b_{ch} \cdot y_h$$

Au noeud 20 la valeur de la flèche est:

-flèche sous charges de faible durée

$$V_0 = \frac{b^3}{6 \cdot E_i \cdot I_{fi}} (47YI7 + 88YI8 + 117YI9 + 64Y20) \cdot 3780$$

$$I_{FI} = I_t / (1 + \lambda_u) = 2276000 / 2,39 = 952000 \text{ cm}^4$$

$$V_0 = \frac{8 \cdot 10^6 \cdot 3780}{6 \cdot 378 \cdot 952 \cdot 10^6} (47 \cdot 0,952 + 88 \cdot 0,904 + 117 \cdot 0,864 + 64 \cdot 0,848)$$

$$V_0 = 3,9 \text{ cm}$$

-flèche sous charges de longue durée

$$V_0 = \frac{b^3}{6 \cdot E_v \cdot I_{fv}} (47YI7 + 88YI8 + 117YI9 + 64Y20) \cdot 3780$$

$$I_{FV} = I_t / (1 + \lambda_u) = 2276000 / 1,56 = 1465000 \text{ cm}^4$$

$$V = 5,6 \text{ cm}$$

$$V_c - V_0 = 5,6 - 3,9 = 1,7 \text{ cm}$$

Cette différence doit être inférieure à :

$$0,5 \text{ cm} + 1/1000 = 0,5 + 1,6 = 2,1 \text{ cm}$$

Nous avons bien

$$V_c - V_0 < 0,5 \text{ cm} + 1/1000$$

-Calcul de la plaque: (voir plancher PL4 a=b=2m)

Nous emploierons 5T5/M1 dans les deux sens.

CALCUL DES PLANCHERS PL9 , PL10 , PL115.1/ Conditions de rigidité

CCBA 68 art. 58,4

Pour éviter de donner une justification de la rigidité des planchers à corps creux , les poutrelles doivent avoir des caractéristiques qui vérifient les 3 conditions suivantes

$$a- \frac{h_t}{l} \geq \frac{I}{15} \cdot \frac{M_t}{M_a}$$

$$b- \frac{W}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{\text{ser}}}$$

$$c- \frac{h_t}{l} \geq \frac{I}{22,5}$$

La condition - c- nous permet de déterminer la hauteur totale du plancher. Nous avons

$$l = 4,00 - 0,30 = 3,70 \text{ m}$$

$$\text{D'ou } h_t = \frac{l}{22,5} = \frac{370}{22,5} = 16,50 \text{ cm}$$

Nous adopterons une hauteur totale égale à 19 cm

$$h_t = 15 \text{ cm (corps creux) } + 4 \text{ cm (dalle)}$$

5.2/ Sollicitation

Nous utiliserons, pour les calculs suivants, la sollicitation totale pondérée du premier genre

$$(S_I) = (G) + 1,2 (P) + (T) \quad \text{avec } (T) = 0$$

-Evaluation des charges

-Table de compression (dalle) 2500x0,04	=100 kg/m ²
-Forme de pente (2%)	=280 " "
-Isolation hydraulique	= 50 " "
-Enduit de plâtre	= 20 " "
-Corps creux	=108 " "
-Poutrelles	= 71 " "
-Surcharge d'exploitation 100.1,2	=120 " "

-Charge uniformément sur les poutrelles

$$q_1 = (100 + 280 + 50 + 20 + 108) \cdot 0,63 = 352 \text{ kg/ml}$$

-Poids propre d'une poutrelle

$$q_2 = 0,12 \cdot 0,15 \cdot 2500 = 45 \text{ kg/ml}$$

-Surcharge d'exploitation

$$p = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,63 = 75,5 \text{ kg/ml}$$

-La charge totale revenant à chaque poutrelle est donc

$$Q = q_1 + q_2 + p = 352 + 45 + 75,5 = 472,5 \text{ kg/ml}$$

Nous adopterons $Q = 480 \text{ kg/ml}$

5.3/Vérification des conditions d'application de la méthode

de calcul des planchers à surcharge modérée CCBA 68 art.55

-La fissuration n'est pas préjudiciable à la tenue du béton armé ni à celle des revêtements. oui

-La somme des surcharges variables est inférieure à une fois et demi la somme des charges permanentes.

a. Cas du hourdis

b. Cas des poutrelles

Nous avons :

$$G = 558 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 531 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 100 \text{ kg/m}^2$$

Donc $P < 2G$

$P < 2G$

-Les éléments solidaires ont une même section constante dans leurs différents travées. oui

5.4/Calcul du hourdis (valable pour tous les planchers).

CCBA 68 art. 58,2

Soit l_n l'écartement entre axes des nervures des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$$l_n = 63 \text{ cm}$$

$$50 \leq l_n \leq 80$$

La section des armatures perpendiculaires aux nervures sera donc telle que

$$A \geq \frac{431}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 63}{2400} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 5 \phi 6 / \text{ml}$$

Les armatures parallèles aux nervures auront une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires

$$A \geq \frac{1,13}{2} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$3 \phi 6 / \text{ml}$$

5.5/ Calcul des poutrelles5.5.5/ Plancher PL9a. Calcul des effortsa.I/ Poutrelles à 8 travées

-Moments fléchissants CCBA 68 art.55,3

$$\begin{array}{cccccccc} 0,5 & 0,5 & 0,5 & 0,5 & 0,5 & 0,5 & 0,5 & 0,5 \\ \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta \\ 0,93 & 0,65 & 0,65 & 0,65 & 0,65 & 0,65 & 0,65 & 0,93 \end{array}$$

+ Moment maximum dans la travée indépendante

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{480(3,7)^2}{8}$$

$$M_0 = 820 \text{ kg.m}$$

+ Moments en travées

$$Mt_1 = 0,93 \cdot 820 = 762 \text{ kg.m}$$

$$Mt_2 = 0,65 \cdot 820 = 534 \text{ kg.m}$$

+ Moment sur appuis

Pour les 2 appuis de rive nous avons un moment nul.

Pour les autres appuis ce moment est égal à :

$$M_a = 0,5 \cdot 820 = -410 \text{ kg.m}$$

-Efforts tranchants aux différents appuis

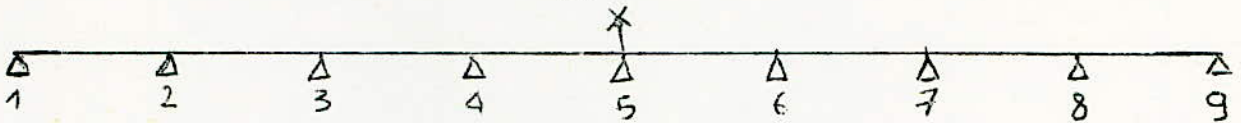
Soit -i- l'appui considéré. L'effort tranchant à gauche de -i- est :

$$T_i^g = \theta_i^g + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

L'effort tranchant à droite de -i- est :

$$T_i^d = \theta_i^d + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

θ_i^g et θ_i^d représentent les valeurs de l'effort tranchant à gauche et à droite de -i- pour la poutre indépendante.



$$T_I^g = 0$$

$$T_I^d = 888 + \frac{-410}{3,70} = 777 \text{ kg}$$

$$T_2^g = -888 = IIII = -999 \text{ kg}$$

$$T_2^d = 888 + \frac{-410 + 410}{3,70} = 888 \text{ kg}$$

$$T_3^g = T_4^g = T_5^g = -888 \text{ kg}$$

$$T_3^d = T_4^d = T_5^d = 888 \text{ kg}$$

-Calcul des réactions d'appuis

La valeur de la réaction au niveau de l'appui -i- est égale à

$$R_i = T_i^d - T_i^g$$

D'où

$$R_I = R_9 = 777 \text{ kg}$$

$$R_2 = R_8 = 1887 \text{ kg}$$

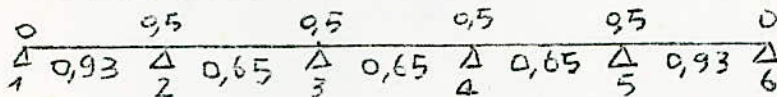
$$R_3 = R_4 = R_5 = R_6 = R_7 = 1776 \text{ kg}$$

Vérification

$$8(480 \cdot 3,70) = 2(777 + 1887 + 1776 + 1776) + 1776$$

$$14208 = 14208$$

a.2/ Poutrelles à 5 travées



+ Les moments fléchissants en travées et sur appuis sont les memes que pour la poutrelle à 8 travées

$$M_{t_I} = 762 \text{ kg.m}$$

$$M_{t_2} = 534 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 410 \text{ kg.m}$$

+Efforts tranchants

$$T_I^g = 0$$

$$T_I^d = 777 \text{ kg}$$

$$T_2^g = -999 \text{ kg.m}$$

$$tT_2^d = 888 \text{ kg.m}$$

$$T_3^g = -888 \text{ kg.m}$$

$$T_3^d = 888 \text{ kg.m}$$

+Calcul des réactions déappuis

$$R_I = R_6 = 777 \text{ kg}$$

$$R_2 = R_5 = 1887 \text{ kg}$$

$$R_3 = R_4 = 1776 \text{ kg}$$

-Vérification

$$5(480 \cdot 3,70) = 2(777 + 1887 + 1776)$$

$$8880 = 8880$$

b -Ferrailage

b.I/ Détermination de la largeur de la table de compression

CCBA 68 art. 23,3

La largeur de hourdisqu'il y a lieu d'admettre comme faisant partie de la table de compression, de chaque coté d'une nervure de poutre fléchiée en T, à partir du parement de cette nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

-La moitié de la distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives .

$$a_1 = 55/2 = 27,5 \text{ cm}$$

-Le dixième de la portée entre nus d'appuis

$$a_1 = 370/10 = 37 \text{ cm}$$

-Les deux tiers de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin.

- Pour éviter d'obtenir des contraintes de cisaillement trop importantes à la jonction hourdis - nervure, la largeur considérée doit être comprise entre 6 et 8 h_0 .

$$24 \leq b_I \leq 42$$

Nous adopterons donc une largeur de la table de compression égale à

$$b = 2 ; 27,5 + 8$$

$$b = 63 \text{ cm}$$

b.2/ Calcul du ferrailage (entravée)

Ce calcul a été fait suivant la méthode de CHARON .

-Données :

$$h_t = 19 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ; b = 63 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$M_t = 762 \text{ kg.m} = 2800 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,7 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

-Détermination de la position de l'axe neutre

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_0 \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 76200}{2800 \cdot 63 \cdot (17)^2} = 0,0224$$

Pour cette valeur de μ nous lisons sur le tableau numérique

$\alpha = 0,1961$ $\frac{h_0}{h} = 0,235$, donc l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Nous lisons également:

$$\bar{w} = 0,160 ; k = 61,5 ; \Sigma = 0,9346$$

D'où

$$A = \frac{b \cdot h}{100} \cdot \bar{w} = (63 \cdot 17 \cdot 0,160) / 100$$

$$A = 1,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 2112 \text{ (2,26 cm}^2\text{)}$$

-Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_0}{k} = \frac{2800}{61,5} = 45,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$Z = h = 0,93 \cdot 17 = 15,8 \text{ cm}$$

$$F = \frac{M}{Z} = \frac{76200}{15,8} = 4820 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{F}{b \cdot y_I} = \frac{4820}{63 \cdot 0,196 \cdot 17} = 23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

-Condition de non-fragilité

CCBA 68 art. 52,1

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} > 8 \cdot 17 \cdot 0,54 \cdot \frac{75}{2800} \cdot \left(-\frac{19}{17}\right)^2 = 0,248 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min} \quad \text{vérifié}$$

Nous utiliserons des barres en spirale.

Pour un plancher (15+4), nous avons :

$$A_t = \frac{T}{2I_30} = \frac{999}{2I_30} = 0,47 \text{ cm}^2 \quad I\phi 8$$

$$t_1 = h_t - 2 = 19 - 2 = 17 \text{ cm}$$

$$t_2 = h_t - 4 = 19 - 4 = 15 \text{ cm}$$

Ferraillage de la dalle :

On utilisera un treillis soudé.

EFFETS DU VENT:

Le calcul est mené selon les recommandations des règles NV 65
révisées 67.

Dimensions géométriques de la structure:

-longueur $a = 56.42\text{m}$

-largeur $b = 50.42\text{ m}$

-hauteur $h = 5\text{ m}$

La construction est formée de quatre blocs accolés, séparés par
des joints de dilatation.

Nous allons étudier l'effet du vent sur :

a) construction prise dans son ensemble

b) blocs pris séparément

couverture: une toiture terrasse, la valeur du coefficient
est donnée par le diagramme (p. 89) en fonction des caractéristiques
géométriques de la structure.

parois verticales : la structure présente de petites ouvertures,
leurs perméabilités $\mu \leq 5$.

Pression dynamique de base: la valeur de la P.d.B est relevée
sur le tableau de valeurs des surcharges climatiques en ALGERIE
région D'ALGER. $P.d.B = 69\text{Kg/m}^2$.

ACTIONS INTERIEURES:Constructions fermées:

les parois ont une perméabilité inférieure à 5. (p. 101)

- on applique simultanément sur les faces intérieures de tous les
compartiments.

-soit une surpression avec $C_i = +0,6(1,8-1,3\gamma)$

-soit une depression avec $C_i = -0,6(1,3\sqrt{z} - 0,8)$

Decrochement en plan: (p. 119)

-pour les deux directions du vent envisagees dans les regles,
le cote sous le vent de chaque angle rentrant est soumis à la
pression s'exerçant sur le cote au vent sur une longueur égale
à celle de ce dernier cote. Le raccordement avec la depression
se fait , s'il y a lieu , sur la demi-longueur precedente.

Determination de la periode T du mode d'oscillation de la structure :

• Formules forfaitaires applicables aux batiments d'habitation:

Elles font intervenir : (p. 233)

- h: hauteur totale du batiment
- lx: dimension en plan dans la direction considerée .

contreventement par voiles en B.A

$$T = 0,08 \cdot \frac{h}{\sqrt{lx}} \cdot \sqrt{\frac{h}{lx+h}}$$

contreventement par ossature en B.A

$$T = 0,09 \cdot \frac{h}{(\sqrt{lx})^{1/2}}$$

ACTIONS EXTERIEURES:

parois verticales :

vent normal:

face au vent $C_e = +0,8$ ($\Psi \delta > 0$)

face sous le vent $C_e = - (1,3\sqrt{z} - 0,8)$

CONSTRUCTION PRISE DANS SON ENSEMBLE:

Caracteristiques geometriques:

$$a = 56.42 \text{ m} \quad \lambda_a = h/a = \frac{5}{56.42} = 0,089$$

$$b = 50.42 \text{ m} \quad \lambda_b = h/b = \frac{5}{50.42} = 0,099$$

$$h = 5 \text{ m} \quad \frac{b}{a} = \frac{50.42}{56.42} = 0,89$$

1) Vent sur la face Sa:

$$\gamma_o = 0,85$$

2) Vent sur la face Sb:

$$\gamma_o = 0,85$$

Actions interieures:

$$\text{-surpression} \quad C_i = + 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_o) = + 0,42$$

$$\text{-depression} \quad C_i = - 0,6 (1,3 \gamma_o - 0,8) = - 0,18$$

le vent sur la face Sa , et sur la face Sb même C_i .

$$\text{constructions fermees:} \quad C_i = \pm 0,30$$

Actions exterieures:

Vent normal:

$$\text{- face au vent} \quad C_e = +0,8$$

$$\text{- face sous le vent} \quad C_e = - (1,3 \gamma_o - 0,8) = -0,30$$

Toiture :

la valeur de $C_e = - 0,30$ determinee par le diagramme Fig (RIII 6)

(p.93)

ACTIONS RESULTANTES UNITAIRES SUR LES PAROIS:

- le vent ne traverse pas la construction.

pour chaque element on combine de la façon la plus defavorable

les actions exterieures moyennes et les actions interieures.

VALEURS LIMITES:

Lorsque la combinaison la plus defavorable des actions exterieures et interieures conduit à des coefficients compris entre 0 et -0,3 on prend -0,3 et lorsqu'ils sont compris entre 0 et +0,3 on prend +0,3 .

ACTIONS D'ENSEMBLE:

Quelle que soit la construction , elles produisent simultanément un effet de renversement et un effet de soulèvement.

Determination de la periode T:

Contreventement par ossature en B.A.

$$T = 0,09 \cdot \frac{h}{(lx)^{1/2}} = 0,09 \cdot \frac{5}{(56,42)^{1/2}} = 0,06$$

Reduction:

Coefficient de reduction $\delta = 0,87$

cette valeur est determinee sur le diagramme (p. 63)

pour $h < 30$ et la plus grande dimension offerte au vent 5 m .

Majoration:

Coefficient de majoration $\beta = \theta (1 + \zeta)$ (p.81)

$$\zeta = 0,36 \quad \text{pour } h < 10 \text{ m}$$

$$\theta = 0,70 \quad \text{pour } h < 30 \text{ m}$$

$$\zeta = 0,1 \quad \text{donc on prend } \beta = 1$$

Conditions à verifier:

$$-(1 - \delta) \cdot m < 0,33 \quad \text{avec } m \neq 1$$

$$(1 - 0,87) \cdot 1 < 0,33 \quad \text{verifiee}$$

$$- P_{vn} \cdot \delta \cdot m > 30 \quad \text{et} \quad P_{ve} \cdot \delta \cdot m > 52,50 \quad \text{verifiees .}$$

Pressions dynamiques sur l'element consideré.

$$V_n = \delta \cdot m \cdot \beta_{on} \cdot P_{vn} = 0,87 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 69 = 60 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_e = \delta \cdot m \cdot \beta_{oe} \cdot P_{ve} = 0,87 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,75 \cdot 69 = 105 \text{ Kg/m}^2$$

BLOCS PRIS SEPAREMENT:

- Bloc - portique-

Caracteristiques geometriques:

$$a = 32.10 \text{ m} \quad \lambda_a = \frac{5}{32.10} = 0,155 \quad 0,5$$

$$b = 20.10 \text{ m} \quad \lambda_b = \frac{5}{20.10} = 0,25 \quad 1$$

$$h = 5 \text{ m} \quad b/a = \frac{20.10}{32.10} = 0,625$$

Coefficient: $\delta = 0,85$ dans les deux cas :

Actions interieures:

$$C_i = + 0,3$$

Actions exterieures:

parois verticales:

$$C_e = +0,8 \quad \text{et} \quad C_e = -0,3$$

On aboutit aux mêmes valeurs des coefficients;

La pression dynamique à prendre en compte dans les calculs est identique que pour la construction prise dans son ensemble.

CALCUL DES PORTIQUES PAR LA METHODE DE HARDY-CROSS:Descente de charge:

dalle , hourdis creux , poutrelles	= 279	Kg/m ²
forme de pente	= 280	"
isolation hydraulique	= 50	"
platre	= 20	"
surcharge d'exploitation	= <u>160</u>	"
	= 730	Kg/m ²

La charge uniformement repartie , qui agit sur chaque portique intermediaire aura pour valeur:

$$q = 730 \cdot 4 = 2920 \text{ Kg/ml}$$

Portique type I:

$$\text{poids de la traverse : } 0,30 \cdot 1,20 \cdot 2500 = 900 \text{ Kg/ml}$$

donc la charge uniformement repartie pour ce portique

$$q = 2920 + 900 = 3820 \text{ Kg/ml}$$

Portique type II :

$$\text{poids de la traverse I : } 0,30 \cdot 1,20 \cdot 2500 = 900 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{poids de la traverse II : } 0,30 \cdot 0,80 \cdot 2500 = 600 \text{ Kg/ml}$$

$$q_1 = 2920 + 900 = 3820 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = 2920 + 600 = 3520 \text{ "}$$

RAPPORTS DES INERTIES:

portique type I: soit I₁ inertie du poteau , et I₂ celle de la traverse . $I_1 = b \cdot h_1^3 / 12$ et $I_2 = b \cdot h_2^3 / 12$

$$I_2 / I_1 = h_2^3 / h_1^3 = 8 \quad I_2 = 8I_1$$

portique type II: soit I₁ inertie du poteau , I₂ celle de la premiere traverse , et I₃ celle de la deuxieme .

$$I_1 = b \cdot h_1^3 / 12 ; \quad I_2 = b \cdot h_2^3 / 12 ; \quad I_3 = b \cdot h_3^3 / 12$$

$$I_2 / I_1 = h_2^3 / h_1^3 = 120^3 / 60^3 = 8 ; \quad I_2 = 8I_1$$

$$I_3 / I_1 = h_3^3 / h_1^3 = 80^3 / 60^3 = 2,37 ; \quad I_3 = 2,37 I_1$$

ETUDE DU PORTIQUE TYPE I :

Calcul des raideurs des barres:

$$R_{BA} = R_{CD} = 3I / 4h ; \quad R_{BC} = R_{CB} = 8I / l$$

Calcul des coefficients de repartition:

$$C_{BA} = C_{CD} = \frac{3I/4h}{3I/4h + 8I/l} = \frac{3I/4 \cdot 6,6}{3I/4 \cdot 6,6 + 8I/12} = \frac{15}{103}$$

$$C_{BC} = C_{CB} = \frac{8I/12}{8I/12 + 3I/4 \cdot 6,6} = \frac{88}{103}$$

Moments d'encastremements parfaits:

-seule la traverse est chargée :

$$M_{BC} = ql^2/12 = 3,82 \cdot 12^2/12 = 45,84 \text{ t.m}$$

$$M_{CB} = -ql^2/12 = -3,82 \cdot 12^2/12 = -45,84 \text{ t.m}$$

Etablissons le tableau ci-contre : les noeuds ne se déplacent pas. On obtient:

$$M_{BA} = -11,65 \text{ t.m} ; \quad M_{BC} = 11,65 \text{ t.m} ; \quad M_{CB} = -11,65 \text{ t.m} ; \quad M_{CD} = 11,65 \text{ t.m}$$

Au niveau AD faisons une coupure et écrivons l'équilibre de la partie coupée.

$$\text{Somme Forces horizontales} + T_{AB} + T_{DC} = 0$$

$$T_{AB} = -11,65/6,6 = -1,77 \text{ t} ; \quad T_{DC} = 11,65/6,6 = 1,77 \text{ t}$$

Donc $0 + -1,77 + 1,77 = 0$ pas de déplacement des noeuds.

ETUDE DU PORTIQUE TYPE II :

Calcul des raideurs des barres:

$$R_{BA} = R_{CD} = R_{EF} = 3I/4h ; \quad R_{CB} = R_{BC} = 8I/l_1 ; \quad R_{CE} = R_{EC} = 2,37I/l_2$$

Calcul des coefficients de repartition :

$$C_{BA} = \frac{3I/4.6,6}{3I/4.6,6 + 8I/12} = 15/103 \quad ; \quad C_{BC} = \frac{8I/12}{3I/4.6,6 + 8I/12} = 88/103$$

$$C_{CB} = \frac{8I/12}{8I/12 + 3I/4.6,6 + 2,37I/8} = 8,8/14,21$$

de même on trouve $C_{CD} = 1,5/14,21$; $C_{CE} = 3,91/14,21$

$$C_{EC} = \frac{2,37I/8}{3I/4.6,6 + 2,37I/8} = 13/18 \quad ; \quad C_{EF} = 5/18$$

Moments d'encastremements parfaits :

Seules les traverses sont chargées.

$$M_{BC} = ql_1^2/12 = 3,82.12^2/12 = 45,84 \text{ t.m}$$

$$M_{CB} = -ql_1^2/12 = -3,82.12^2/12 = -45,84 \text{ t.m}$$

$$M_{CE} = ql_2^2/12 = 3,52.8^2/12 = 18,8 \text{ t.m}$$

$$M_{EC} = -ql_2^2/12 = -3,52.8^2/12 = -18,8 \text{ t.m}$$

Etablissons le tableau ci-contre: les noeuds ne se déplacent pas.

$$M_{BA} = -8,87 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{BC} = 8,87 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{CB} = -41,72 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 5,14 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{CE} = 36,58 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{EC} = -3,35 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{EF} = 3,35 \text{ t.m}$$

Au niveau ADF faisons une coupure et écrivons l'équilibre de la partie coupée.

$$\text{Somme des Forces horizontales} + T_{AB} + T_{DC} + T_{EF} = 0$$

$$T_{AB} = -8,87/6,6 = -1,343 \text{ t} \quad ; \quad T_{DC} = 5,14/6,6 = 0,778 \text{ t}$$

$$T_{FE} = 3,35/6,6 = 0,507 \text{ t}$$

$$\text{Donc on a : } 0 + 0,778 + 0,507 + 1,343 = -0,058 \neq 0$$

Nous avons un déplacement des noeuds B, C, et E.

Donnons un déplacement arbitraire à la structure non chargée qui produit les moments donnés dans les tableaux suivants:

Equation d'équilibre de la structure:

$$\text{Somme des forces hori.} + \text{somme des } T \text{ (SDN)} + \text{somme des } T \text{ (ADN)} = 0$$

cette équation nous permet de déterminer k.

$$-0,058 + k(86,98/6,6 + 96,42/6,6 + 72,42/6,6) = 0$$

$$k = 5,8 \cdot 10^{-3} / 3,87 = 1,5 \cdot 10^{-3}$$

Ce déplacement produit les moments dans la structure:

$$M_{BA} = 0,13 \text{ t.m} ; M_{BC} = -0,13 \text{ t.m} ; M_{CB} = -0,088 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 0,144 \text{ t.m} ; M_{CE} = -0,056 \text{ t.m} ; M_{EC} = -0,108 \text{ t.m} ; M_{EF} = 0,108 \text{ t.m}$$

Valeurs définitives des moments :

$$M_{BA} = -8,74 \text{ t.m} ; M_{BC} = 8,74 \text{ t.m} ; M_{CB} = -41,81 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 5,28 \text{ t.m} ; M_{CE} = 36,53 \text{ t.m} ; M_{EC} = -3,46 \text{ t.m}$$

$$M_{EF} = 3,46 \text{ t.m} .$$

Portique type I :

a) Efforts tranchants:

$$\text{Barre AB: } T_{AB} = T_{BA} = M_{BA} / h = -11,65 / 6,6 = -1,77 \text{ t}$$

$$\text{Barre BC: } T_{BC} = ql_1/2 + (M_{BC} + M_{CB}) / l_1 = 22,92 \text{ t}$$

$$T_{CB} = -ql_1/2 + \text{ " } = -22,92 \text{ t}$$

$$\text{Barre CD: } T_{CD} = T_{DC} = 11,65 / 6,6 = 1,77 \text{ t}$$

moment flechissant en travée :

$$M_{\max} = T_{BC} \cdot x - qx^2/2 - M_{BC} + (M_{BC} + M_{CB})x/l_1$$

par raison de symétrie $x = l_1/2 = 6 \text{ m}$

$$M_{\max} = 57,11 \text{ t.m} :$$

Portique type II :

a) Efforts tranchants :

$$\text{Barre AB: } T_{AB} = T_{BA} = -8,74 / 6,6 = -1,32 \text{ t}$$

$$\text{Barre BC: } T_{BC} = ql_1/2 + (M_{BC} + M_{CB}) / l_1 = 22,92 - 2,76 = 20,16 \text{ t}$$

$$T_{CB} = -ql_1/2 + \text{ " } = -22,92 - 2,76 = -25,68 \text{ t}$$

$$\text{Barre CE: } T_{CE} = q_2 l_2/2 + (M_{CE} + M_{EC}) / l_2 = 14,08 + 4,13 = 18,21 \text{ t}$$

$$T_{EC} = -q_2 l_2/2 + \text{ " } = -14,08 + 4,13 = -9,95 \text{ t}$$

$$\text{Barre CD: } T_{CD} = T_{DC} = 5,28 / 6,6 = 0,80 \text{ t}$$

$$\text{Barre EF : } T_{EF} = T_{FE} = 3,46/6,6 = 0,52 \text{ t}$$

Moments flechissants maxi en travee :

$$M_{\max} = T_{BC} \cdot x - q \cdot x^2/2 - M_{BC} + (M_{BC} + M_{CB}) x / l_1$$

on determine la valeur de x en considerant le diagramme de l'effort tranchant dans la travee consideree .

$$\frac{-x}{20,16} = \frac{12-x}{25,68} = \quad x = 5,26 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 30 \text{ t.m}$$

pour la deuxieme travee on a :

$$M_{\max} = T_{CE} \cdot x - q \cdot x^2/2 - M_{CE} + (M_{CE} + M_{EC}) x / l_2$$

$$\frac{-x}{18,21} = \frac{8-x}{9,95} = \quad x = 5,18 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 32,07 \text{ t.m}$$

EFFETS DU VENT :

portique type I:

$$\text{pressions dues au vent : } q_1 = 66 \text{ Kg/m}^2 \text{ et } q_2 = 36 \text{ Kg/m}^2 .$$

$$\text{charges sur les poteaux : } q_1' = 66.4 = 264 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2' = 36.4 = 144 \text{ Kg/ml}$$

Moments d'encastrements parfaits :

Seuls les poteaux sont charges:

$$M_{BA} = -q_1' h^2/8 = -264.6,6^2/8 = -1,44 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = -q_2' h^2/8 = -144.6,6^2/8 = -0,784 \text{ t.m}$$

Moments dans la structure sans deplacement des noeuds :

$$M_{BA} = -1,24 \text{ t.m} ; \quad M_{BC} = 1,24 \text{ t.m} ; \quad M_{CB} = 0,75 \text{ t.m} ; \quad M_{CD} = -0,75 \text{ t.m}$$

Moments dans la structure : A.D.N:

Considerons la structure non chargee , et donnons un deplacement arbitraire en tete . Ce deplacement produit les moments suivants:

$$\text{Somme des forces horiz.} + \text{Somme Tr(S.D.N)} + \text{Somme k.Tr(A.D.N)} = 0$$

$$-2,693 + 0,871 - 0,188 + 0,475 - 0,113 + k.27,2 = 0$$

$k = 6,06 \cdot 10^{-2}$ en faisant le produit de k par les moments avec déplacement des noeuds on obtient :

$$M_{BA} = 5,45 \text{ t.m} ; M_{BC} = -5,45 \text{ t.m} ; M_{CB} = -5,45 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 5,45 \text{ t.m}$$

Valeurs definitives des moments :

$$M_{BA} = 4,21 \text{ t.m} ; M_{BC} = -4,21 \text{ t.m} ; M_{CB} = -4,70 \text{ t.m} ; M_{CD} = 4,70 \text{ t.m}$$

Efforts tranchants :

$$\text{Barre AB : } T_{AB} = qh/2 + M_{BA}/h = 0,871 + 0,637 = 1,508 \text{ t}$$

$$T_{BA} = -qh/2 + M_{BA}/h = -0,871 + 0,637 = -0,234 \text{ t}$$

$$\text{Barre BC : } T_{BC} = T_{CB} = (M_{BC} + M_{CB}) / l = -0,74 \text{ t}$$

$$\text{Barre CD : } T_{CD} = -qh/2 + M_{CD}/h = -0,475 + 0,712 = 0,237 \text{ t}$$

$$T_{DC} = qh/2 + M_{CD}/h = 0,475 + 0,712 = 1,187 \text{ t}$$

PORTIQUE TYPE II:

$$\text{pressions dues au vent: } q_1 = 66 \text{ Kg/m}^2 ; q_2 = 36 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{charges sur les poteaux : } q_1' = 66 \cdot 4 = 264 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2' = 36 \cdot 4 = 144 \text{ Kg/ml}$$

Moments d'encastremements parfaits:

Seuls les poteaux AB, et EF sont charges .

$$M_{BA} = qh^2/8 = 264 \cdot 6,6^2/8 = 1,44 \text{ t.m}$$

$$M_{EF} = qh^2/8 = 0,784 \text{ t.m}$$

Moments dans la structure: les noeuds ne se déplacent pas .

$$M_{BA} = 0,623 \text{ t.m} ; M_{BC} = -0,623 \text{ t.m} ; M_{CB} = 0,174 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 0,110 \text{ t.m} ; M_{CE} = -0,284 \text{ t.m} ; M_{EC} = -1 \text{ t.m}$$

$$M_{EF} = 1 \text{ t.m} .$$

Moments dans la structure dus à un déplacement en tête de celle-ci:

En faisant une coupure au niveau ADF, nous écrivons l'équilibre de la partie coupée . Ce qui nous permet de déterminer k .

$$k = -4,15 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{BA} = -3,6 \text{ t.m} ; M_{BC} = 3,6 \text{ t.m} ; M_{CB} = 2,45 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = -4 \text{ t.m} ; M_{CE} = 1,55 \text{ t.m} ; M_{EC} = 3 \text{ t.m} ; M_{EF} = -3 \text{ t.m} .$$

Valeurs definitives des moments:

$$M_{BA} = -2,98 \text{ t.m} ; M_{BC} = 2,98 \text{ t.m} ; M_{CB} = 2,62 \text{ t.m} ;$$

$$M_{CD} = -3,88 \text{ t.m} ; M_{CE} = 1,26 \text{ t.m} ; M_{EC} = 2 \text{ t.m} ; M_{EF} = -2 \text{ t.m} .$$

Efforts tranchants:

$$\text{Barre AB: } T_{AB} = -qh/2 + M_{BA}/h = -0,475 - 0,454 = -0,929 \text{ t}$$

$$T_{BA} = qh/2 + M_{BA}/h = 0,475 - 0,454 = 0,021 \text{ t}$$

$$\text{Barre BC: } T_{BC} = T_{CB} = (M_{BC} + M_{CB})/l_1 = 0,466 \text{ t}$$

$$\text{Barre CD: } T_{CD} = T_{DC} = M_{CD}/h = -0,589 \text{ t}$$

$$\text{Barre CE: } T_{CE} = T_{EC} = (M_{CE} + M_{EC})/l_2 = 0,407 \text{ t}$$

$$\text{Barre EF: } T_{EF} = qh/2 + M_{EF}/h = 0,871 - 0,304 = 0,567 \text{ t}$$

$$T_{FE} = -qh/2 + M_{EF}/h = -0,871 - 0,304 = -1,175 \text{ t}$$

Quand le vent souffle dans l'autre sens nous aurons les moments suivantes:

$$M_{BA} = 2,46 \text{ t.m} ; M_{BC} = -2,46 \text{ t.m} ; M_{CB} = -2,38 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 3,90 \text{ t.m} ; M_{CE} = -1,52 \text{ t.m} ; M_{EC} = -2,47 \text{ t.m}$$

$$M_{EF} = 2,47 \text{ t.m} .$$

CALCUL DES ARMATURES:

La combinaison la plus defavorable des cas de charges pour l'element considere nous donne les sollicitations suivantes :

POTEAU AB:

$$M = 16,35 \text{ t.m} \quad ; \quad N = 22,15 \text{ t}$$

calcul de l'excentricite: $e_o = M/N = 16,35/22,15 = 74 \text{ cm}$

e_o etant superieure à $ht/6$ donc la section est partiellement comprimee.

calcul de la contrainte admissible du beton comprime :

= 2 car nous avons de la flexion compression. e_o sup. à $ht/2$

$$\bar{\sigma}_b = 67,5 \cdot 2 = 135 \text{ bars}$$

calculons le moment de flexion par rapport aux aciers tendus.

$$M_f = 16,35 + 22,15 \cdot 0,26 = 22,05 \text{ t.m}$$

calcul des armatures.

calcul preliminaire: $bh/100 = 30.56/100 = 16,8$

$$bh^2/100 = 16,8 \cdot 56 = 940$$

$$\rho_a = M/bh^2/100 \cdot \bar{\sigma}_b/n \quad \rho_a = 12,8$$

Les tableaux nous donne : $\alpha = 0,724$; $\alpha n = 15,21$

$$\rho_a = 33,18 \quad ; \quad A_a = (15,21/15) \cdot 16,8 = 17 \text{ cm}^2$$

D'ou la section des armatures .

$$A = 17 - 22,15/2,747 = 17 - 8,05 = 9 \text{ cm}^2$$

calcul de la contrainte dans le beton:

$$\sigma_b = 0,724 \cdot 183 = 132 \text{ bars} \quad \text{inferieure à } 135 \text{ bars}$$

calcul du moment plafond:

$$M_{bpl} = 33,18 \cdot 940 \cdot 69,7 = 33,18 \cdot 940 \cdot 69,7 = 21,8 \text{ t.m} \text{ sup. à } M.$$

Pour le calcul des armatures des autres sections ? on procedera de la même maniere et les resultats sont donnees dans un tableau .

POTEAU ^X	t_{tm}^M	N_t	A_{cm^2}	A adoptée cm^2
BA	11,72	20,62	5,10	6,03
CD	9,18	44,76	A = 1,44 A' = 4,45	A = 3,39 A' = 4,61
EF	5,93	10,45	5,73	6,03

TRAVERSESES		M_{tm}	N_t	A_{cm^2}	A adoptée cm^2
BC	g	11,72	1,34	3,81	4,52
	t	30	1,34	10,61	11,11
	d	44,10	1,72	15,6	20,6
CE	g	37,80	1,08	20,64	20,6
	t	32	1,08	18,30	18,84
	d	5,93	1,08	3,37	4,52

EFFORT TRANCHANT :

Traverse BC . nous avons $T_{CB} = 25,68 \text{ t}$ en C

le bras de levier du couple des forces elastiques $z = 7/8 h$ (BA68)

$$z = 7/8 \cdot 116 = 102 \text{ cm}$$

Contrainte de cisaillement:

$$t_b = T/bz = 25,68 \cdot 10^3 / 30 \cdot 102 = 8,40 \text{ bars}$$

La contrainte de compression du beton dans la section consideree

etant $\sigma'_b = 82 \text{ bars}$ donc $\bar{t}_b = (4,5 - 5,8/67,5) \cdot 5,8 = 21,2 \text{ bars}$

la relation $t_b < \bar{t}_b$ est verifiee .

CALCUL DE L'ESPACEMENT:

nous prenons 2cadres $\phi 6$ comme armatures transversales

$$A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

CALCUL DE :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_b \text{ avec } \rho_a = 1 - t_b / 9 \bar{\sigma}_b$$

$\rho_a = 1 - 8,4/9 \cdot 5,8 = 0,84 > 2/3$ et la section ne comporte pas de reprise de betonnage .

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \cdot 0,84 = 2020 \text{ bars}$$

$$t = 1,13 \cdot 2,02 \cdot 1,02 \cdot 10^5 / 25,68 \cdot 10^3 = 10 \text{ cm}$$

avec cette valeur de t, on rentre dans la serie de CAQUOT .

VERIFICATION A L'APPUI:

$$T + M/z = 25,68 - 41,72/1,02 = - 15,32 \text{ t}$$

pas besoin des armatures inferieures a l'appui , mais seulement des armatures filantes de montage .

Pour l'appui B . nous avons $T + M/z = 22,18 - 16,35/1,02 = 6,18 \text{ t}$

il faut que: $A \cdot \bar{\sigma}_a > T \Rightarrow A = 2,2 \text{ cm}^2$

on laisse 2T12 filantes pour equilibrer l'effort tranchant .

ETUDE AU SEISME:

Le calcul au seisme est mené selon les recommandations des regles parasismiques 1969 et Annexes.

Charges soumises à l'action sismique:

Les sollicitations d'origine sismiques prendront naissance à partir des charges suivantes:

- les charges permanentes et surcharges solidaires de la construction
- 1/5 des surcharges d'exploitation (sans dégression)
- et l'excédent de 35Kg/m² de neige.

Coefficients sismiques dans les directions horizontales:

Les coefficients sismiques s'expriment sous la forme d'un produit de quatre coefficients:

a) coefficient d'intensité: α

le coefficient d'intensité qui est fonction de l'intensité nominale.

$$\alpha = 0,5 \quad \text{zone de faible seismicité}$$

b) coefficient de réponse: β

depend de la periode T du mode fondamental d'oscillation de la structure.

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \quad (\text{contreventement en B.A})$$

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \cdot \sqrt{\frac{H}{L_x + H}} \quad (\text{contreventement par voiles en B.A})$$

$$\beta = 0,065 \frac{1}{\sqrt{T}} \quad 0,05 \leq \beta < 0,1$$

coefficient de distribution γ applicable au plancher de hauteur h

$(h) = h S/I$; S , I , sont le moment statique et le moment d'inertie par rapport à la base de la structure chargée.

coefficient de fondation: δ ; $\delta = 1,15$

nous avons une fondation sur semelles superficielles, un terrain

de consistance moyenne $\delta = 1,15$

coefficient sismique dans la direction verticale :

$$\delta_v = \max \begin{cases} \delta_u = \alpha \beta_u \delta \\ \delta_v = \alpha_{p,v} \cdot \delta \cdot \delta \end{cases}$$

CALCUL:

$$T = \frac{0,09 \cdot 5}{(56,42)^{\frac{1}{2}}} = 0,06$$

$$\bar{T} = \frac{0,065}{(0,06)^{\frac{1}{2}}} = 0,167 \text{ sup à } 0,1$$

On prend $\beta_u = 0,1$

$$\delta = 1 \quad \delta = 1,15$$

$$\delta_u = \delta_v = 0,5 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 1,15 = 5,75 \cdot 10^{-2}$$

EVALUATION DES SOLLICITATIONS D'ORIGINE SISMIQUE :

Rigidite de niveau pour le calcul dynamique des constructions soumises aux charges sismiques:

Les charges sismiques dependent de la deformee du batiment et de son propre periode de vibration .

Pour determiner la deformee de la structure sous l'action des charges laterales , on peut utiliser la methode de ' rigidites relatives de niveau ' . On definit la rigidite relative de niveau, d'un element vertical resistant , ou d'un ensemble d'elements , le rapport entre l'effort tranchant de niveau T_i et le le déplacement relatif

$\theta_i = \theta_i - \theta_{i-1}$ du niveau considere en tenant compte de la deformabilite d'ensemble de l'element (flexion , cisaillement , ...) et de la deformabilite du terrain , c'est à dire :

$$R_i = T_i / \theta_i \quad \text{ou} \quad R_{ij} = T_{ij} / \theta_i \quad \text{Fig (1a)}$$

Les forces sismiques relatives à chaque niveau sont proportionnelles aux forces de gravite qui s'exercent sur ce niveau , le coefficient de proportionnalite depend de la deformee de la construction pour une zone sismique donnee.

Dans une premiere approximation on peut considerer les coefficients de proportionnalite ayant des valeurs unitaires , donc dans cette etape de calcul on peut charger la construction avec les forces de gravite P_i pour lesquelles on obtient les efforts tranchants T_i pour chaque niveau .

Chaque element vertical resistant doit etre charge avec les forces P_i , on determine la deformee et on calcule les rigidites deniveau dans une premiere approximation.

L'effort tranchant T_i se repartit entre les differents

elements d'apres la relation : $T_{ij} = R_{ij} T_i / \sum R_{ik}$
 avec j- l'numero de l'element
 i- le niveau

LA RIGIDITE OBLIQUE DES POTEAUX ET DES VOILES .

Soient R_1 ,et R_2 les rigidites de l'element d'apres ses axes principaux 1-1 et 2-2 Fig (1b)

Le déplacement unitaire suivant la direction des x se decompose en $\cos \varphi$ suivant (1-1) et en $\sin \varphi$ suivant (2-2) les forces necessaires pour produire ces composantes de ce

déplacement unitaire sont $R_1 \cos \varphi$ et $R_2 \sin \varphi$

Ces deux forces peuvent etre decomposees à leur tour suivant les deux directions x et y:

$$R_x = R_1 \cos^2 \varphi + R_2 \sin^2 \varphi \quad (1)$$

$$R_y = R_1 \sin^2 \varphi + R_2 \cos^2 \varphi \quad (2)$$

$$R_{xy} = (R_1 - R_2) \sin \varphi \cos \varphi \quad (3)$$

Dans le cas des murs on a : $R_2 = 0$ et nous aurons

$$R_x = R_1 \cos^2 \varphi \quad (4)$$

$$R_y = R_1 \sin^2 \varphi \quad (5)$$

$$R_{xy} = R_1 \cos \varphi \sin \varphi \quad (6)$$

CENTRE DE RIGIDITE ELASTIQUE :

Une force horizontale situee dans le plan d'un plancher provoque une rotation du plancher et des poteaux autour du centre instantanne de rotation .

Si le plancher est soumis seulement à un couple de torsion le centre instantanne de rotation est confondu avec le centre de rigidite du groupe des elements qui soutient le plancher.

Pour déterminer le centre de rotation on prend un système d'axe arbitraire $x'-x'$ et $y'-y'$ et on suppose un déplacement unitaire suivant une direction, soit $x'-x'$. Fig(1c)

Ce déplacement produit dans chaque élément une force dont les composantes Rx' et Ry' peuvent être calculées avec les formules (1) et (2)

Pour déterminer la résultante Qx' de toutes ces forces, on peut utiliser une méthode analytique ou graphique.

Pour la direction $y'-y'$ on procède de la même manière pour obtenir la résultante Qy' .

Le point d'intersection ou croisement de ces deux résultantes Qx' et Qy' détermine la position du centre de rigidité élastique

Une force P appliquée en ce point ne produit aucune rotation mais seulement de translation.

Le calcul des coordonnées (x_0, y_0) du centre de rigidité est basé sur l'observation que les moments des rigidités des éléments par rapport à un système d'axe $x-x$, $y-y$ qui à l'origine en ce point sont nuls.

$$\sum (Rx + Ryx) = 0$$

$$\sum (Ry + Rxy) = 0 \quad (7)$$

Etant donnée que $x = x' - x_0$

$$y = y' - y_0$$

Les équations (7) deviennent:

$$\sum (Rx + Ryx) (y' - y_0) = 0$$

$$\sum (Ry + Rxy) (x' - x_0) = 0$$

d'où :

$$\begin{aligned} x_0 &= \frac{\sum (R_y + R_{xy}) x'}{\sum (R_y + R_{xy})} \\ y_0 &= \frac{\sum (R_x + R_{yx}) y'}{\sum (R_x + R_{yx})} \end{aligned} \quad (8)$$

Si on considère seulement l'influence du moment de flexion les rigidités sont proportionnelles aux moments d'inertie et dans ce cas nous aurons :

$$\begin{aligned} R_x &= I_y ; & R_y &= I_x ; & R_{xy} &= I_{yx} ; & R_{yx} &= I_{xy} \end{aligned}$$

et les équations (8) deviennent :

$$\begin{aligned} x_0 &= \frac{\sum (I_x + I_{yx}) x'}{\sum (I_x + I_{yx})} \\ y_0 &= \frac{\sum (I_y + I_{xy}) y'}{\sum (I_y + I_{xy})} \end{aligned} \quad (8')$$

Dans le cas particulier, souvent rencontré dans la pratique, quand les poteaux ont :

- des sections rectangulaires
- des hauteurs égales
- des appuis de même nature
- des rigidités proportionnelles aux moments d'inertie

En choisissant un système d'axe parallèle aux cotes des poteaux, les coordonnées du centre de rigidité seront :

$$x_0 = \frac{\sum I_{xx'}}{\sum I_x} \quad \text{et} \quad y_0 = \frac{\sum I_{yy'}}{\sum I_y} \quad (8'')$$

Si le système des éléments résistants possède un axe, de symétrie, le centre de rigidité de ces éléments se trouve sur cet axe.

AXES PRINCIPAUX POUR UN GROUPE DE POTEAUX ET DE VOILES:

Pour un groupe de poteaux liés à leurs extrémités supérieures par un plancher indéformable (rigidité infinie dans les sens horizontales) on peut trouver deux axes principaux (à 90 l'un de l'autre) pour lesquels la rigidité des poteaux est maximale et respectivement minimale, et la rigidité centrifugale est nulle.

Le calcul de la position des axes principaux est basé sur l'observation qu'une force qui passe par le centre de rotation ne produit aucun déplacement que seulement dans le cas où cette force est dirigée suivant un des axes principaux du système axes pour lesquels $R_{xy}=0$ donc pour tout le système on a:

$$\sum R_{xy} = \sum (R_1 - R_2) \sin \varphi \cos \varphi = 0 \quad \text{avec} \quad \text{Fig(1d)}$$

$$\sum (R_1 - R_2) \sin(\theta - \Delta) \cos(\theta - \Delta) = 0$$

$$\sum (R_1 - R_2) \sin 2(\theta - \Delta) = 0$$

$$\sum \frac{R_1 - R_2}{2} (\sin 2\theta \cos 2\Delta - \cos 2\theta \sin 2\Delta) = 0$$

mais l'angle étant constant

$$\cos 2\Delta \sum \frac{R_1 - R_2}{2} \sin 2\theta - \sin 2\Delta \sum \frac{R_1 - R_2}{2} \cos 2\theta = 0$$

$$\text{Tg} 2\Delta = \sum (R_1 - R_2) \sin 2\theta / \sum (R_1 - R_2) \cos 2\theta \quad (9)$$

pour les murs $R_2=0$ dans ce cas la relation (9) devient

$$\text{Tg} 2\Delta = \sum R_1 \sin 2\theta / \sum R_1 \cos 2\theta \quad (9')$$

EFFORTS DANS LES POTEAUX:

On peut remplacer la resultante des forces horizontales au niveau de l'etage superieur par une force P appliquee au centre de rigidite et par un couple de torsion $M=P.d$, d l'excentricite de la resultante par rapport au centre de rigidite des elements resistants .

Effet du couple de torsion:

Le couple de torsion produit une rotation du plancher superieur par rapport au plancher inferieur et en consequence les extremités superieures poteaux subiront des déplacements suivant la direction de la tangente à la courbe trajectoire.

N Nous pouvons considerer que ces déplacements sont provoques par des forces transversales appliquees aux extremités superieures des poteaux . Ces forces representent les efforts produits dans les poteaux par le couple de torsion M.

Le calcul de ces efforts est basé sur les hypotheses suivantes:

1)-l'effort est proportionnel au déplacement de l'extremité superieure du poteau: $F=Rd$

R: étant la rigidité du poteau suivant la direction de la tangente à la trajectoire.

2)-Le déplacement de l'extremité superieure du poteau est proportionnel à la distance au centre de rigidité: $d=Kr$ avec

r: étant la distance de l'extremité du poteau considéré au centre de rigidité des elements resistants.

Considerons le poteau de la Fig (1e) avec les rigidités R_1, R_2 suivant les deux axes principaux , nous aurons:

$$d_1=Kr_1 \quad \text{et} \quad d_2=Kr_2$$

Les déplacements d_1 et d_2 sont produits par les forces

$$F_1^M = R_1 d_1 = R_1 K r_1 \quad \text{et} \quad F_2^M = R_2 d_2 = R_2 K r_2$$

La somme des moments de ces forces par rapport au centre de rigidité doit équilibrer le moment M :

$$M = \sum (F_1^M r_1 + F_2^M r_2) = M$$

$$\text{ou } M = K \sum (R_1 r_1^2 + R_2 r_2^2)$$

$$K = \frac{M}{\sum R_1 r_1^2 + \sum R_2 r_2^2}$$

Où le signe somme se réfère à tout les poteau .

Les forces agissant suivant les axes principaux des poteaux , dues au moment de torsion sont :

$$F_1^M = \frac{R_1 r_1}{\sum R_1 r_1^2 + \sum R_2 r_2^2} \cdot M$$

$$F_2^M = \frac{R_2 r_2}{\sum R_1 r_1^2 + \sum R_2 r_2^2} \cdot M \quad (10)$$

EFFET D'UNE FORCE LATÉRALE P:

Soit P une force qui agit au niveau du plancher, cette force peut être ramené au centre de rigidité des éléments résistants en lui ajoutant le moment de torsion qu'elle produit au cours de cette translation.

La force P qui passe par le centre de rigidité du groupe peut être décomposée en P_x et P_y suivant les directions des axes principaux du groupe des poteaux .

Ces composantes P_x , P_y provoquent un déplacement du groupe des poteaux , déplacement qui peut être projeté suivant les deux directions des axes principaux :

$$\Delta x = \frac{P_x}{\sum R_x} \quad \text{et} \quad \Delta y = \frac{P_y}{\sum R_y}$$

Pour chaque poteau ces déplacements peuvent être décomposés en deux composantes:

$\Delta x \cos \varphi$ et $\Delta y \sin \varphi$ suivant la direction 1-1

$\Delta x \sin \varphi$ et $\Delta y \cos \varphi$ suivant la direction 2-2

Les forces qui agissent au sommet des poteaux pour ces déplacements sont :

$$F_1 = R_1 (\Delta x \cos \varphi + \Delta y \sin \varphi)$$

$$F_2 = R_2 (\Delta y \cos \varphi + \Delta x \sin \varphi)$$

Ces forces représentent les efforts dans les poteaux dus à l'action directe de P appliquée au centre de rigidité des éléments résistants.

Pour trouver l'effet dans chaque poteau dû à l'action simultanée du moment de torsion M_t et de la force latérale P

On doit composer vectoriellement les forces trouvées ci-dessus.

$$F_1 = F_1^M + F_1^P \quad \text{et} \quad F_2 = F_2^M + F_2^P$$

$$F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

CALCUL DES SOLLICITATIONS SISMIQUES:BLOC I PORTIQUE:CALCUL DU CENTRE DE TORSION DES ELEMENTS RESISTANTS:

centre de gravite du poteau 'equerre'.

soient S , X_G , Y_G la surface et les coordonnees du centre de gravite du poteau. La surface elementaire S_i , constitue une partie de S a pour coordonnees de son centre de gravite x_{gi} et y_{gi} .

$$\text{On a : } S \cdot X_G = \sum S_i \cdot x_{gi} \quad \text{et} \quad S \cdot Y_G = \sum S_i \cdot y_{gi}$$

$$X_G = \sum S_i \cdot x_{gi} / S \quad Y_G = \sum S_i \cdot y_{gi} / S$$

$$X_G = \frac{ab^2 + a^2b - a^3}{2(2ab - a^2)} \quad Y_G = \frac{a^2b + ab^2 - a^3}{2(2ab - a^2)}$$

pour $a = 3 \text{ dm}$ et $b = 6 \text{ dm}$ $G (2,5 \text{ dm} , 2,5 \text{ dm})$

Calcul des inerties I_x , I_y , I_{xy} :

$$I_x = b \cdot b^3 / 12 + b^2 \cdot (b/2 - X_G/2)^2 - (b-a) \cdot (b-a)^3 / 12 + (b-a)^2 \frac{(b+a) - X_G}{2}$$

$$I_x = 117 - 42,75 = 74,25 \text{ dm}^4 ; \quad I_y = 74,25 \text{ dm}^4$$

$$I_{xy} = S_1 \cdot x_{g1} \cdot y_{g1} + S_2 \cdot x_{g2} \cdot y_{g2} = - 27 \text{ dm}^4$$

Calcul des inerties I_1 , I_2 par rapport au axes principaux du poteau.

$$I_{1,2} = \frac{I_x + I_y}{2} \pm \sqrt{ \left(\frac{I_x - I_y}{2} \right)^2 + I_{xy}^2 }$$

$$I_1 = 101,25 \text{ dm}^4 ; \quad I_2 = 47,25 \text{ dm}^4$$

on designe par p_1 les poteaux relatifs aux portiques

par p_2 les quatre^s poteaux qui restent.

par p_3 le poteau 'equerre'

CENTRE DE TORSION .

$$\text{ona: } X_0 = \frac{\sum (I_x + I_{yx}) \cdot x'}{\sum (I_x + I_{yx})} \quad Y_0 = \frac{\sum (I_y + I_{xy}) \cdot y'}{\sum (I_y + I_{xy})}$$

CALCUL DES INERTIES DES POTEAUX:

$$I_x^{p1} = b \cdot a^3 / 12 = 13,5 \text{ dm}^4$$

$$I_x^{p2} = a \cdot b^3 / 12 = 54 \text{ dm}^4$$

$$I_x^{p3} = 74,25 \text{ dm}^4$$

$$I_{yx}^{p3} = -27 \text{ dm}^4$$

Calcul de X_0 :

$$\sum (I_x + I_{yx}) \cdot x' = (13,5) \cdot 4 \cdot (-1,5) + (74,25 - 27) \cdot (-1)$$

$$+ 54 (3 \cdot 40 + 3 \cdot 80 + 3 \cdot 120 + 3 \cdot 160 + 3 \cdot 200 + 2 \cdot 240 + 2 \cdot 280 + 2 \cdot 320)$$

$$\sum (I_x + I_{yx}) \cdot x' = 187792$$

$$\sum (I_x + I_{yx}) = 13,5 \cdot 4 + 47,25 + 21 \cdot 54 = 1235$$

$$\text{donc: } X_0 = 187792 / 1235 = 15,2 \text{ m}$$

Calcul de Y_0 :

$$\sum (I_y + I_{xy}) \cdot y' = 54 (-1,5 \cdot 1 + 40 \cdot 1 + 80 \cdot 1 + 120 \cdot 1)$$

$$+ (74,25 - 27) \cdot 201 + 13,5 \cdot 8 \cdot 120 + 13,5 \cdot 5 \cdot 201,5$$

$$\sum (I_y + I_{xy}) \cdot y' = 48936$$

$$\sum (I_y + I_{xy}) = 54 \cdot 4 + 47,25 + 21 \cdot 13,5 = 546,75$$

$$Y_0 = 48936 / 546,75 = 8,95 \text{ m}$$

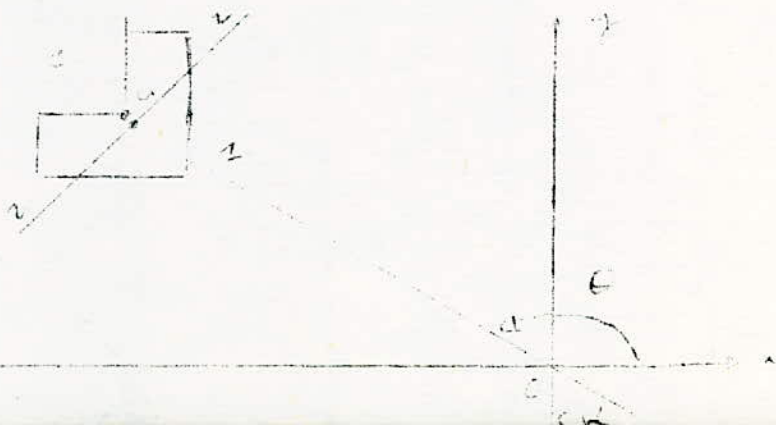
DETERMINATION des axes principaux du groupe:

$$\text{tg } 2\Delta = \frac{\sum (R1 - R2) \sin 2\epsilon}{\sum (R1 - R2) \cos 2\epsilon} ; \text{ puisque on a } \epsilon = \pi/2 \quad \sin \pi = 0$$

$$\text{sauf pour le poteau 'equerre' } = \Delta = 90 + 45 = 135^\circ$$

$$2 \cdot \epsilon = 270^\circ \quad \sin 270 = -1 \quad \text{et} \quad \cos 270 = 0$$

$$\text{tg } 2\Delta = \infty \quad \Delta = \pi/4$$



EFFET D'UNE FORCE P APPLIQUEE AU NIVEAU DU PLANCHER:Determination de la charge soumise à l'action sismique.charge permanentes : $G_1 = 630(20.20 + 12.12) = 342 \text{ t}$ poutres et chainages: $G_2 = 900.12.9 + 600.8.6 + 600.4.13 = 156 \text{ t}$ Donc: $G = 498 \text{ t}$ surcharges : $120/5 (20.20 + 12.12) = 13 \text{ t}$ Charge soumise à l'action sismique:

nous avons $G = 511 \text{ t}$ la force P qui agit au niveau du; plancher
 aura pour valeur : $P = 511.5,75.10^{-2} = 30 \text{ t}$

Effet de P qui passe par le centre de torsion:les déplacements selon les axes principaux du groupe x, y dus aux composantes de la force P , P_x et P_y sont:

$$\Delta x = \frac{P_x}{\sum R_x} \qquad y = \frac{P_y}{\sum R_y}$$

RIGIDITES DES POTEAUX:

on calcule les rigidites R_x, R_y relatives à chaque poteau
 et ensuite on fait la sommation sur tous les poteaux.

$$R_x = R_1 \cos^2 \varphi + R_2 \sin^2 \varphi \qquad R_y = R_1 \sin^2 \varphi + R_2 \cos^2 \varphi$$

les composantes de P suivant les axes principaux du groupe.

$$P_x = P \cos \varphi = 0,7.P \qquad P_y = P \sin \varphi = 0,7.P$$

Calcul de $\sum R_x$ et $\sum R_y$:

$$\begin{aligned} \sum R_x &= 21(54.0,7^2 + 13,5.0,7^2) + 4(13,5.0,7^2 + 54.0,7^2) \\ &+ 47,25 \end{aligned}$$

$$\sum R_x = 708,75 + 135 + 47,25 = 891$$

$$\sum R_y = 708,75 + 135 + 101,25 = 945$$

$$\Delta x = 0,7.P/891$$

$$\Delta y = 0,7.P/945$$

CALCUL DES FORCES EN TETE DES POTEAUX:

$$F_2^P = R_2 (\Delta y \cos \varphi + \Delta x \sin \varphi)$$

$$F_2^P = 54 \left(\frac{P \sqrt{2}}{2 \cdot 945} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} + \frac{P \sqrt{2}}{2 \cdot 891} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \right) = 1,76 \text{ t}$$

$$F_1^P = 6,75 (33,6 - 31,8) = 12,2 \text{ Kg}$$

; donc: pour le portique type II on a: $F = 1,76 \cdot 3 = 5,28 \text{ t}$

pour " " I $F = 1,76 \cdot 2 = 3,52 \text{ t}$

EFFET DE P SUR LES POTEAUX:

$$F_1^P = 6,75 \cdot (33,6 + 31,8) = 0,44 \text{ t}$$

$$F_2^P = 54 \cdot (33,6 - 31,8) = 97 \text{ Kg}$$

Poteau 'equerre'.

$$F_2^P = 101,25 \cdot 31,8 = 3,2 \text{ t}$$

$$F_1^P = 47,25 \cdot 33,6 = 1,58 \text{ t}$$

EFFET DU MOMENT DE TORSION:

l'excentricite de la force P $d = 16 - 15,2 = 0,8 \text{ m}$

$$M_t = 30 \cdot 0,8 = 24 \text{ t.m}$$

$$F_1^M = \frac{R_1 \cdot r_1}{\sum R_1 \cdot r_1^2 + \sum R_2 \cdot r_2^2} \cdot M$$

$$F_2^M = \frac{R_2 \cdot r_2}{\sum R_1 \cdot r_1^2 + \sum R_2 \cdot r_2^2} \cdot M$$

Calcul du denominateur: $\sum R_1 \cdot r_1^2 + \sum R_2 \cdot r_2^2 = D$

$$\sum R_2 \cdot r_2^2 = 54 (3(11,2)^2 + 3 \cdot (7,2)^2 + 3 \cdot (3,2)^2 + 3 \cdot (0,8)^2 + 3 \cdot (4,8)^2 + 2 \cdot (8,8)^2 + 2 \cdot (12,8)^2 + 2 \cdot (16,8)^2) .$$

$$+ 13,5 \cdot 4 \cdot 15,35^2 + 101,25 \cdot 18,50^2 .$$

$$\sum R_2 \cdot r_2^2 = 13,76 \cdot 10^6$$

$$\sum R_1 \cdot r_1^2 = 13,5 (5 \cdot 11,05^2 + 8 \cdot 3,05^2 + 8 \cdot 8,95^2) +$$

$$54 (3,05^2 + 0,95^2 + 4,95^2 + 8,95^2) + 47,25 \cdot 2,96^2$$

$$\sum R_1 \cdot r_1^2 = 24,48 \cdot 10^5$$

$$\sum R1.r1^2 + \sum R2.r2^2 = 16.10^6$$

Calcul de l'effort du au moment de torsion:

$$F_2^M = 54.11,2.24.10^4 / 16.10^6 = 90,5 \text{ Kg}$$

donc la force qui agit en tete du portique a deux traverses:

$$F = 90,5.3 = 0,27 \text{ t}$$

$$F_2^M = 54.16,8.24.10^4 / 16.10^6 = 136 \text{ Kg}$$

donc la force qui agit en tete du portique à une traverse:

$$F = 0,136.2 = 0,272 \text{ t}$$

Effort sur le poteau 'equerre':

$$F_2^M = 101,25.185.24.10^4 / 16.10^6 = 0,28 \text{ t}$$

LA FORCE P AGIT SUIVANT x-x :

Calcul des déplacements suivant les directions 1-1 , 2-2.

$$\Delta x = \frac{Px}{\sum Rx} \quad \Delta y = \frac{Py}{\sum Ry}$$

$$\Delta x = 0,7.P / 891$$

$$\Delta y = 0,7.P / 945$$

force qui agit en tete des poteaux :

$$F_1^P = 27. (31,8 + 33,6) = 1,76 \text{ t}$$

Effort sur le poteau, 'equerre':

$$F_2^P = 101,25.31,8 = 3,2 \text{ t}$$

EFFET DU MOMENT:

l'excentricite de la force P , $d = 10 - 8,95 = 1,05 \text{ m}$

$$Mt = 30.1,05 = 31,5 \text{ t.m}$$

force qui agit sur le poteau:

$$F_1^M = \frac{54.89,5.31,5.10^4}{16.10^6} = 95 \text{ Kg}$$

le poteau se trouve soumis à la resultante de F_1^P et F_1^M :

$$F = 1,76 - 0,095 = 1,66 \text{ t}$$

SOLLICITATIONS SISMIQUES :PORTIQUE TYPE I :

Effort dû à la force P : $F_2^P = 1,76 \text{ t}$

la force qui agit en tete du portique vaut :

$$F^P = 1,76 \cdot 2 = 3,52 \text{ t}$$

Effort dû à Mt : $F_2^M = 136 \text{ Kg}$

$$\text{et } F^M = 0,136 \cdot 2 = 0,272 \text{ t}$$

la resultante vaut: $F = 3,79 \text{ t}$

Moments developpes dans la structure :

$$M_{BA} = 12,5 \text{ t.m} ; M_{BC} = -12,5 \text{ t.m} ; M_{CB} = -12,5 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 12,5 \text{ t.m}$$

PORTIQUE TYPE II :

Effort dû à la force P : $F_2^P = 1,76 \text{ t}$

$$F^P = 1,76 \cdot 3 = 5,28 \text{ t}$$

Effort dû à Mt: $F_2^M = \frac{54 \cdot 48 \cdot 24 \cdot 10^4}{16 \cdot 10^6} = 39 \text{ Kg}$

$$\text{et } F^M = 0,039 \cdot 3 = 0,117 \text{ t}$$

la resultante vaut: $F = 5,397 \text{ t}$

Moments developpes dans la structure :

$$M_{BA} = 12 \text{ t.m} ; M_{CB} = -12 \text{ t.m} ; M_{CB} = -8,24 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 13,4 \text{ t.m} ; M_{CE} = -5,16 \text{ t.m} ; M_{EC} = -10 \text{ t.m} ; M_{EF} = 10 \text{ t.m}$$

VERIFICATION DES SECTIONS :

La consideration de la sollicitation totale ponderee du second genre du type $(S_2) = (G) + (P) + (SI)$, constitue une verification de la securite

Les contraintes admissibles du beton et de l'acier sont:

$$\text{pour le beton : } \bar{\sigma}_b = 85\% \cdot \sigma'_{28} = 270.85/100 = 230 \text{ bars}$$

$$\text{pour l'acier : } \bar{\sigma}_a = \sigma_{a7} = 4120 \text{ bars}$$

verification:

Considerons la section de gauche de la deuxieme traverse.

Cette section est soumise aux sollicitations suivantes:

$$M_{CE} = 41,70 \text{ t.m} \quad ; \quad N = 2,04 \text{ t}$$

$$\text{l'excentricite } e_0 = M/N = 20,4 \text{ m; sup. à ht/6}$$

donc la section est partiellement comprimee.

moment par rapport aux aciers tendus.

$$M = 41,70 + 2,04 \cdot 0,36 = 42,43 \text{ t.m}$$

Calcul preliminaire:

$$bh/100 = 22,8 \quad ; \quad Bh^2/100 = 1,73 \cdot 10^3$$

calcul de a_n .

$$a_n = \frac{nA}{bh/100} = 13,6$$

Les tableaux nous donnent:

$$\rho_a = 11,93 \quad ; \quad \eta = 0,681$$

$$\frac{\sigma_a}{\eta} = \frac{M}{a \cdot bh^2/100} = 206$$

$$\sigma'_b = 0,681 \cdot 206 = 141 \text{ bars inf à } 230$$

$$\sigma_a = 15 \cdot 206 = 3100 \text{ bars inf à } 4120$$

/ SEMELLES /

Nous avons fait le calcul pour la semelle la plus sollicitée .

Dimensions du poteau: $a = 30 \text{ cm}$ $b = 60 \text{ cm}$

Contrainte admissible du sol: $\bar{\sigma}_s = 1,8 \text{ bars}$

Dimensionnement de la semelle:

Le poteau étant articulé au niveau de la fondation , donc la semelle ne sera soumise qu'à un effort de compression:

$$Q = 48 \text{ t}$$

nous avons : $a/b = 30/60 = 0,5$; $a/b = l_1/l_2$ ce qui nous donne

$$l_1 = 0,5l_2$$

l'équation d'équilibre nous donne : $\bar{\sigma}_s \cdot 2 \cdot l_1^2 = 48 \cdot 10^3$

$$\text{d'ou } l_1 = 115 \text{ cm} \quad \text{et} \quad l_2 = 230 \text{ cm}$$

Condition de non vérification de l'effort tranchant:

$$h \text{ sup. ou égal à } (l_1 - a)/4 = 85/4 = 21,2 \text{ cm}$$

$$h \text{ " " } (l_2 - b)/4 = 170/4 = 42,5 \text{ cm}$$

$$\text{donc on adopte } h = 45 \text{ cm} \quad ht = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

Calcul des efforts:

$$\text{Effort dans le sens } x-x: \quad F_x = Q \cdot (l_2 - b)/8h$$

en tenant compte de la superposition des deux lits d'armatures

on ajoute le diamètre de la barre ce qui donne $h = 46 \text{ cm}$

$$F_x = 22,10 \text{ t}$$

$$\text{Effort dans le sens } y-y. \quad F_y = Q \cdot (l_1 - a)/8h$$

$$F_y = 11,3 \text{ t}$$

CALCUL DES ARMATURES:

contrainte admissible des aciers : $\bar{\sigma}_a = 3/5 \sigma_{en} = 2520 \text{ bars}$

$$\text{dans le sens } x-x: \quad A_x = F_x / \bar{\sigma}_a = 9 \text{ cm}^2$$

section adoptée 12HA10 espacement $t = 20 \text{ cm}$

section dans le sens y-y: $A_y = 4,6 \text{ cm}^2$; 6HA10 ; $t = 20 \text{ cm}$.

- Réseau de poutres croisées :

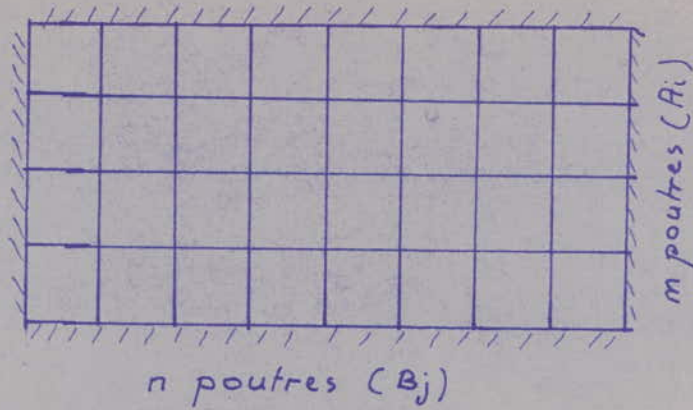


fig 1

- Répartition des charges au droit d'un noeud

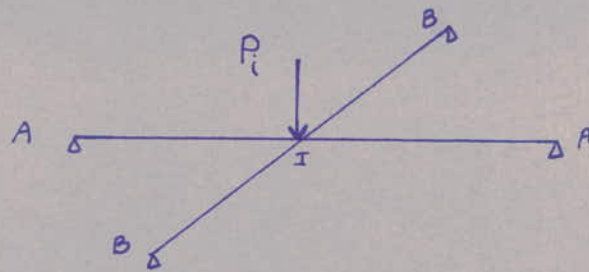
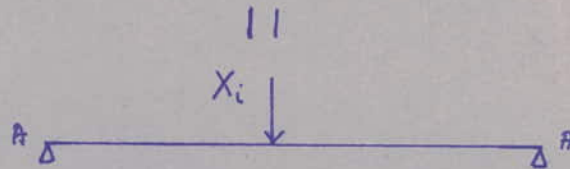
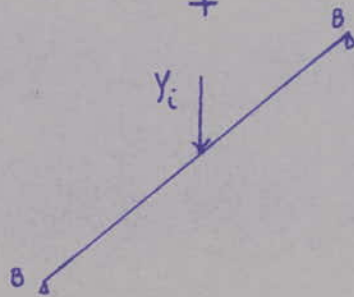


fig 2

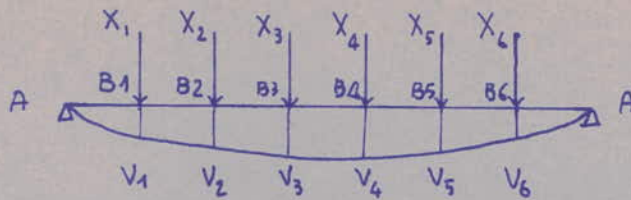


+



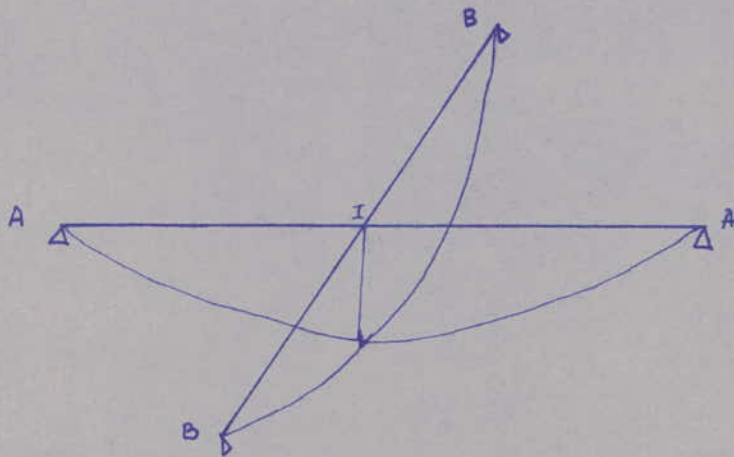
$$X_i + Y_i = P_i$$

- Relation entre efforts et flèches :



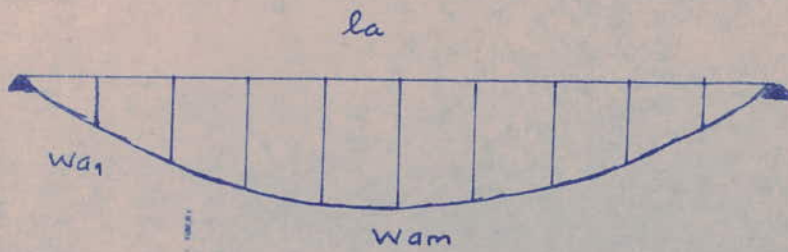
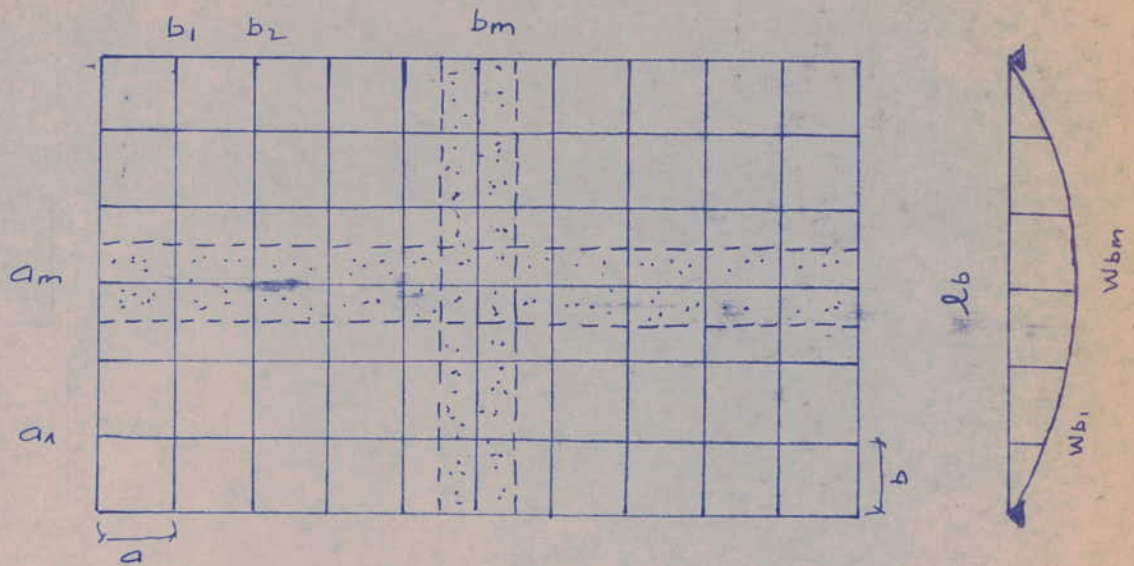
$$V_j = \sum_{k=1}^{k=n} a_{jk} \cdot X_k \quad (j=1, 2, \dots, n)$$

- Egalité des flèches au droit d'un noeud



au droit du noeud I : $V_A = V_B$

methode APPROCHÉE pour le Calcul
des Poutres Croisées:



PLANCHER PL4 $16 \times 12 \text{ m}^2$

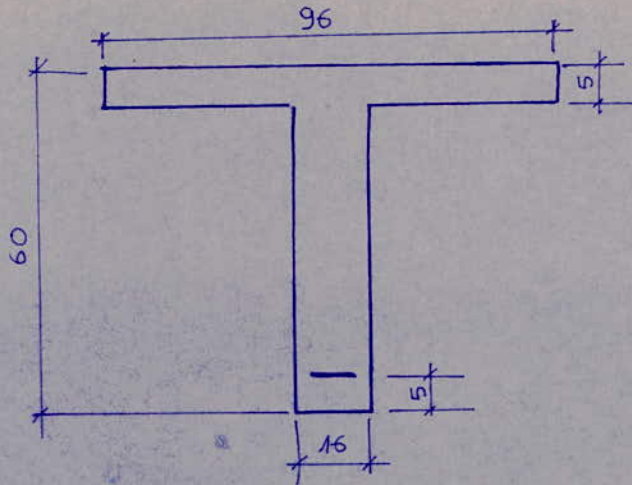
$a = b = 1 \text{ m}$

A ₁	1	7	13	19	25	31	37	43	37	31	25	19	13	7	1
A ₂	2	8	14	20	26	32	38	44	38	32	26	20	14	8	2
A ₃	3	9	15	21	27	33	39	45	39	33	27	21	15	9	3
A ₄	4	10	16	22	28	34	40	46	40	34	28	22	16	10	4
A ₅	5	11	17	23	29	35	41	47	41	35	29	23	17	11	5
A ₆	6	12	18	24	30	36	42	48	42	36	30	24	18	12	6
A ₅	5	11	17	23	29	35	41	47	41	35	29	23	17	11	5
A ₄	4	10	16	22	28	34	40	46	40	34	28	22	16	10	4
A ₃	3	9	15	21	27	33	39	45	39	33	27	21	15	9	3
A ₂	2	8	14	20	26	32	38	44	38	32	26	20	14	8	2
A ₁	1	7	15	19	25	31	37	43	37	31	25	19	15	7	1

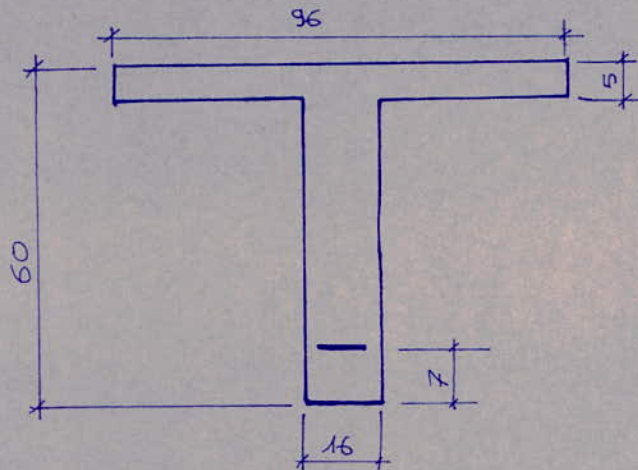
B₁ B₂ B₃ B₄ B₅ B₆ B₇ B₈ B₇ B₆ B₅ B₄ B₃ B₂ B₁

PLANCHER PL4 (16x12 m²) a=b=1m

Dimensionnement des poutres



Poutre transversale (B)



Poutre Longitudinale (A)

PLANCHER PL4 (16x12 m²) $a = b = 1m$

Valeurs des coefficients $a'_{jk} = K a_{jk}$

$N = 15$

$j \backslash k$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	28.12	51.62	69.87	83.25	92.12	96.87	97.87	95.50	90.12	82.12	71.87	59.75	46.12	31.37	15.87
2	51.62	98.00	134.87	162.00	180.12	190.00	192.37	188.00	177.62	162.00	141.87	118.00	91.12	62.00	31.37
3	69.87	134.87	190.12	231.75	259.87	275.62	280.12	274.50	259.87	237.37	208.12	173.25	133.87	91.12	46.12
4	83.25	162.00	231.75	288.00	327.25	350.00	357.75	352.00	334.25	306.00	268.75	224.00	173.25	118.00	59.75
5	92.12	180.12	259.87	327.25	378.12	409.37	421.87	417.50	398.12	365.62	321.87	268.75	208.12	141.87	71.87
6	96.87	190.00	275.62	350.00	409.37	450.00	469.12	468.00	448.87	414.00	365.62	306.00	237.37	162.00	82.12
7	97.87	192.37	280.12	357.75	421.87	469.12	496.12	500.50	483.87	448.87	398.12	334.25	259.87	177.62	90.12
8	95.50	188.00	274.50	352.00	417.50	468.00	500.50	512.00	500.50	468.00	417.50	352.00	274.50	188.00	95.50
9	90.12	177.62	259.87	334.25	398.12	448.87	483.87	500.50	496.12	469.12	421.87	357.75	280.12	192.37	97.87
10	82.12	162.00	237.37	306.00	365.62	414.00	448.87	468.00	469.12	450.00	409.37	350.00	275.62	190.00	96.87
11	71.87	141.87	208.12	268.75	321.87	365.62	398.12	417.50	421.87	409.37	378.12	327.25	259.87	180.12	92.12
12	59.75	118.00	173.25	224.00	268.75	306.00	334.25	352.00	357.75	350.00	327.25	288.00	231.75	162.00	83.25
13	46.12	91.12	133.87	173.25	208.12	237.37	259.87	274.50	280.12	275.62	259.87	231.75	190.12	134.87	69.87
14	31.37	62.00	91.12	118.00	141.87	162.00	177.62	188.00	192.37	190.00	180.12	162.00	134.87	98.00	51.62
15	15.87	31.37	46.12	59.75	71.87	82.12	90.12	95.50	97.87	96.87	92.12	83.25	69.87	51.62	28.12

PLANCHER PLA (16x12 m²) a=b=1m

Valeurs des coefficients $a'_{jk} = K a_{jk}$

N=11

$\begin{matrix} k \\ j \end{matrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	20.16	35.83	46.50	52.66	54.83	53.50	49.16	42.33	33.50	23.16	11.83
2	35.83	66.66	88.50	101.33	106.16	104.00	95.83	82.66	65.50	45.33	23.16
3	46.50	89.50	121.50	142.00	150.50	148.50	137.50	119.00	94.50	65.50	33.50
4	52.66	101.33	142.00	170.66	184.33	184.00	171.66	149.33	119.00	82.66	42.33
5	54.83	106.16	150.50	184.33	204.16	207.50	195.83	171.66	137.50	95.83	49.16
6	53.50	104.00	148.50	184.00	207.50	216.00	207.50	184.00	148.50	104.00	53.50
7	49.16	95.83	137.50	171.66	195.83	207.50	204.16	184.33	150.50	106.16	54.83
8	42.33	82.66	119.00	149.33	171.66	184.00	184.33	170.66	142.00	101.33	52.66
9	33.50	65.50	94.50	119.00	137.50	148.50	150.50	142.00	121.50	88.50	46.50
10	23.16	45.33	65.50	82.66	95.83	104.00	106.16	101.33	88.50	66.66	35.83
11	11.83	23.16	33.50	42.33	49.16	53.50	54.83	52.66	46.50	35.83	20.16

PLANCHER PL4 $16 \times 12 \text{ m}^2$ ($a=b=1,0\text{m}$)

VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANTS POUR
UNE CHARGE UNITAIRE

① POUTRES LONGITUDINALES - A -

Noeuds	1	7	13	19	25	31	37	43
Poutre A ₁	1,0365	1,5834	1,8960	2,0778	2,1806	2,2351	2,2602	2,2685
Noeuds	2	8	14	20	26	32	38	44
Poutre A ₂	1,8418	2,9584	3,6162	3,9972	4,2107	4,3217	4,3724	4,3870
Noeuds	3	9	15	21	27	33	39	45
Poutre A ₃	2,4151	4,0207	5,0225	5,6169	5,9476	6,1174	6,1944	6,2152
Noeuds	4	10	16	22	28	34	40	46
Poutre A ₄	2,7988	4,7608	6,0436	6,8311	7,2706	7,4969	7,5987	7,6253
Noeuds	5	11	17	23	29	35	41	47
Poutre A ₅	3,0228	5,1864	6,6731	7,5687	8,0962	8,3681	8,4816	8,5191
Noeuds	6	12	18	24	30	36	42	48
Poutre A ₆	3,1048	5,3501	6,876	7,8343	8,3851	8,6625	8,7912	8,8157

PLANCHER PL4 $16 \times 12 \text{ m}^2$ ($a=b=1\text{m}$)

VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANTS POUR

UNE CHARGE UNITAIRE

. POUTRES TRANSVERSALES . B.

Noeuds	1	2	3	4	5	6
Poutre B1	1,349	2,189	2,754	3,128	3,375	3,409
Noeuds	7	8	9	10	11	12
Poutre B2	2,468	4,170	5,332	6,096	6,541	6,662
Noeuds	13	14	15	16	17	18
Poutre B3	3,353	6,706	7,598	8,786	9,429	9,684
Noeuds	19	20	21	22	23	24
Poutre B4	4,057	7,193	9,496	11,038	11,947	13,024
Noeuds	25	26	27	28	29	30
Poutre B5	4,582	8,212	10,944	12,838	13,944	14,307
Noeuds	31	32	33	34	35	36
Poutre B6	4,960	9,949	11,999	14,142	14,409	15,835
Noeuds	37	38	39	40	41	42
Poutre B7	5,186	9,391	12,631	14,928	16,299	16,747
Noeuds	43	44	45	46	47	48
Poutre B8	5,262	9,538	12,843	15,290	16,591	17,066

PLANCHER PL 4 $16 \times 12 \text{ m}^2$

$$a = b = 2 \text{ m}$$

A ₁	1	4	7	10	7	4	1	
A ₂	2	5	8	11	8	5	2	
A ₃	3	6	9	12	9	6	3	
A ₂	2	5	8	11	8	5	2	
A ₁	1	4	7	10	7	4	1	
	B1	B2	B3	B4	B3	B2	B1	

PLANCHER PL₄ (16x12) a=b=2m

Valeurs des coefficients $a'_{jk} = K_{ajk}$

N = 7

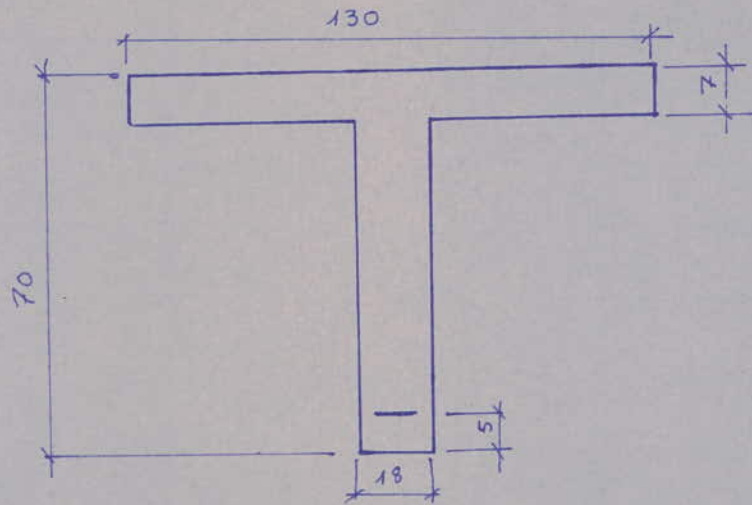
$j \backslash k$	1	2	3	4	5	6	7
1	12.25	20.25	23.75	23.50	20.25	14.75	7.75
2	20.25	36.00	43.75	44.00	38.25	28.00	14.75
3	23.75	43.75	56.25	58.50	51.75	38.25	20.25
4	23.50	44.00	58.50	64.00	58.50	44.00	23.50
5	20.25	38.25	51.75	58.50	56.25	43.75	23.75
6	14.75	28.00	38.25	44.00	43.75 43.75	36.00	20.25
7	7.75	14.75	20.25	23.50	23.75	20.25	12.25

N = 5

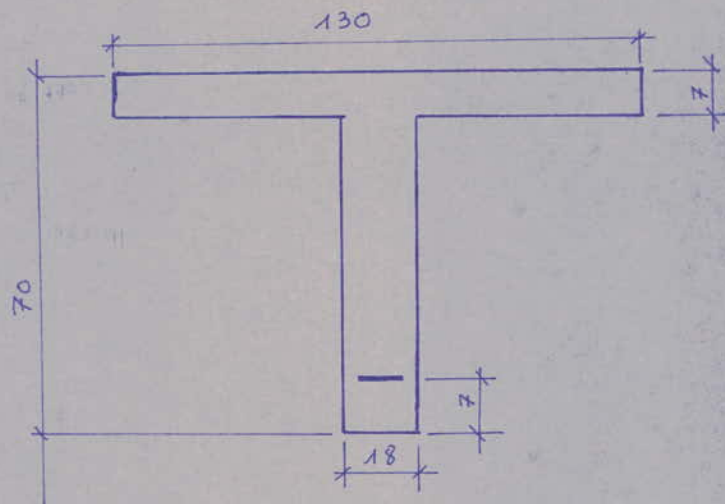
$j \backslash k$	1	2	3	4	5
1	8.333	12.666	13.000	10.333	5.666
2	12.666	21.333	23.000	18.666	10.333
3	13.000	23.000	27.000	23.000	13.000
4	10.333	18.666	23.000	21.333	12.666
5	5.666	10.333	13.000	12.666	8.333

PLANCHER PL4 (16x12 m²) a = b = 2m

Dimensionnement des poutres



Poutre transversale (B)



Poutre Longitudinale (A)

PLANCHER PL4 $16 \times 12 \text{ m}^2$ ($a=b=2 \text{ m}$)

VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANTS POUR

UNE CHARGE UNITAIRE

① POUTRES LONGITUDINALES - A.

Noeuds	1	4	7	10
Poutre A1	1,438	1,952	2,120	2,152
Noeuds	2	5	8	11
Poutre A2	2,338	3,350	3,678	3,740
Noeuds	3	6	9	12
Poutre A3	2,610	3,804	4,190	4,326

② POUTRES TRANSVERSALES - B.

Noeuds	1	2	3
Poutre B1	2,048	3,014	3,306
Noeuds	4	5	6
Poutre B2	3,554	5,466	6,062
Noeuds	7	8	9
Poutre B3	4,438	7,006	7,843
Noeuds	10	11	12
Poutre B4	4,736	7,536	8,460

PLANCHER PL4 (16x12 m²) a=b=2 m

Calcul du volume d'acier

- Poutres Longitudinales (Ai)

Poutre	l (cm)	A (cm ²)	V = l x A
A1	2 x 1600	4,62	14.780
A2	2 x 1600	8,64	27.600
A3	1 x 1600	10,05	16.100

TOTAL : 58.480 cm³

- Poutres Transversales (Bi)

Poutre	l (cm)	A (cm ²)	V = l x A
B1	2 x 1200	6,98	16.500
B2	2 x 1200	12,50	30.000
B3	2 x 1200	17,71	42.500
B4	1 x 1200	18,84	22.600

TOTAL : 111.600 cm³

PLANCHER PL1 20x16m²

$$a=b=9m$$

A1	1	5	9	13	17	13	9	5	1	
A2	2	6	10	14	18	14	10	6	2	
A3	3	7	11	15	19	15	11	7	3	
A4	4	8	12	16	20	16	12	8	4	
A3	3	7	11	15	19	15	11	7	3	
A2	2	6	10	14	18	14	10	6	2	
A1	1	5	9	13	17	13	9	5	1	
	B1	B2	B3	B4	B5	B4	B3	B2	B1	

PLANCHER PL₁, PL₂ (20x16) a=b=2 m

Valeurs des coefficients $a'_{jk} = K a_{jk}$

N = 9

j \ k	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	16.20	28.00	35.00	37.80	37.00	33.20	27.00	19.00	9.80
2	28.00	51.20	65.80	72.00	71.00	64.00	52.20	36.80	19.00
3	35.00	65.80	88.20	99.00	99.00	90.00	73.80	52.20	27.00
4	37.80	72.00	99.00	115.20	118.00	108.80	90.00	64.00	33.20
5	37.00	71.00	99.00	118.00	125.00	118.00	99.00	71.00	37.00
6	33.20	64.00	90.00	108.80	118.00	115.20	99.00	72.00	37.80
7	27.00	52.20	73.80	90.00	99.00	99.00	88.20	65.80	35.00
8	19.00	36.80	52.20	64.00	71.00	72.00	65.80	51.20	28.00
9	9.80	19.00	27.00	33.20	37.00	37.80	35.00	28.00	16.20

N = 7

j \ k	1	2	3	4	5	6	7
1	12.25	20.25	23.75	23.50	20.25	14.75	7.75
2	20.25	36.00	43.75	44.00	38.25	28.00	14.75
3	23.75	43.75	56.25	58.50	51.75	38.25	20.25
4	23.50	44.00	58.50	64.00	58.50	44.00	23.50
5	20.25	38.25	51.75	58.50	56.25	43.75	23.75
6	14.75	28.00	38.25	44.00	43.75	36.00	20.25
7	7.75	14.75	20.25	23.50	23.75	20.25	12.25

PLANCHER PL4 (16x12 m²) a = b = 1 m

calcul du volume d'acier

- Poutres Longitudinales (A_i)

Poutre	ℓ (cm)	A (cm ²)	V = ℓ × A
A1	2 × 1600	3,08	9856
A2	2 × 1600	3,08	9856
A3	2 × 1600	4,62	14780
A4	2 × 1600	5,65	18.100
A5	2 × 1600	6,47	20.550
A6	1 × 1600	7,41	11.856

TOTAL : 84.998 cm³

- Poutres Transversales (B_i)

Poutre	ℓ (cm)	A (cm ²)	V = ℓ × A
B1	2 × 1200	3,08	7.400
B2	2 × 1200	4,62	11.050
B3	2 × 1200	7,69	18.490
B4	2 × 1200	10,05	24.100
B5	2 × 1200	10,65	25.600
B6	2 × 1200	12,06	28.900
B7	2 × 1200	12,31	29.650
B8	1 × 1200	13,44	16.150

TOTAL : 161.340 cm³

PLANCHER PL1 (20x16 m²) d=b=2 m

Valeurs des moments fléchissants pour une charge unitaire

① POUTRES LONGITUDINALES -A-

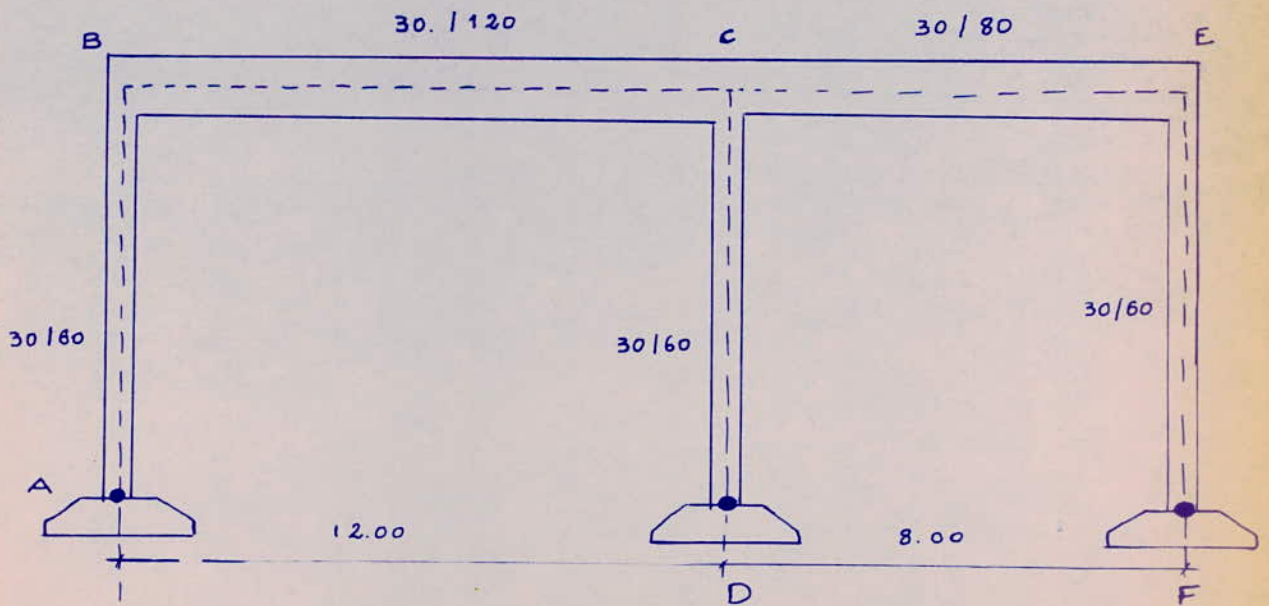
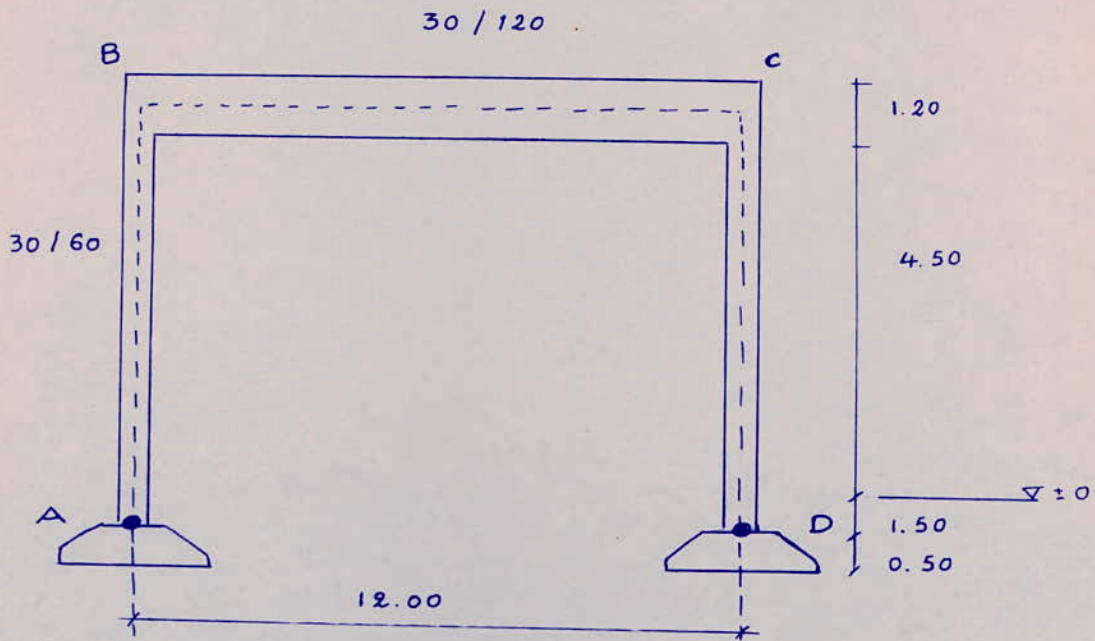
Noeuds	1	5	9	13	17
Poutre A1	1,776	2,594	2,982	3,154	3,202
Noeuds	2	6	10	14	18
Poutre A2	3,052	4,698	5,504	5,854	5,950
Noeuds	3	7	11	15	19
Poutre A3	3,778	6,008	7,162	7,666	8,002
Noeuds	4	8	12	16	20
Poutre A4	4,014	6,446	7,734	8,300	8,452

② POUTRES TRANSVERSALES -B-

Noeuds	1	2	3	4
Poutre B1	2,296	3,550	4,210	4,318
Noeuds	5	6	7	8
Poutre B2	4,082	6,594	7,946	8,374
Noeuds	9	10	11	12
Poutre B3	5,316	8,848	10,836	11,474
Noeuds	13	14	15	16
Poutre B4	6,046	10,216	12,640	13,432
Noeuds	17	18	19	20
Poutre B5	6,288	10,672	13,248	14,096

PORTIQUES

PORTIQUE TYPE I



Portique Type 2

Calcul du Portique TYPE I

Par la methode de Cross:

Sans déplacement de noeuds:

noeuds	B		C	
	BA	BC	CB	CD
C_{ij}	0.146	0.854	0.854	0.146
M_{ij}		45.84	-45.84	
	-6.675	-39.165	-19.582	
		27.948	55.897	-9.525
	-4.069	-23.879	-11.939	
		5.101	10.202	1.737
	-0.743	-4.358	-2.179	
		0.931	1.863	0.316
	-0.135	-0.796	-0.398	
		0.170	0.340	0.058
	-0.025	-0.145	-0.072	
		0.031	0.062	0.010
	-0.004	-0.027	-0.013	
M	-11.65	11.65	-11.65	11.65

A. D. N.

NOEUDS	B		C	
	BA	BC	CB	CD
Cij	0.146	0.854	0.854	0.146
Me	100			100
	-14.550	-85.450	-42.725	
		-24.467	-48.935	-8.340
	3.562	20.905	10.452	
		-4.468	-8.937	-1.515
	0.645	3.823	1.911	
		-0.820	-1.641	-0.270
	0.119	0.701	0.350	
		-0.152	-0.305	-0.045
	0.021	0.131	0.065	
		-0.028	-0.056	-0.009
	0.003	0.025	0.012	
		-0.005	-0.011	-0.001
M	89.80	-89.80	-89.80	89.80

Calcul du Portique type I. Par la méthode de Cross: Action de G + P.

Calcul du Portique Type II

Par la méthode de Cross:

Sans déplacement de noeuds:

noeuds	B		C			E	
	BA	BC	CB	CD	CE	EC	EF
α_{ij}	0.146	0.854	0.619	0.106	0.275	0.723	0.277
m_{ij}		45.84	-45.84		18.8	-18.8	
	-6.675	-39.165	-19.582				
		14.432	28.864	4.92	12.838	6.419	
	-2.10	-12.332	-6.166		4.473	8.946	3.435
		0.523	1.047	0.178	0.468	0.234	
	-0.076	-0.447	-0.223		-0.084	-0.169	-0.065
		0.095	0.190	0.032	0.085	0.042	
	-0.014	-0.081	-0.040		-0.014	-0.028	-0.014
		0.016	0.033	0.006	0.015	0.007	
	-0.002	-0.014	-0.007		-0.002	-0.005	-0.002
m_{ij} s.d.n	-8.87	8.87	-41.72	5.14	36.58	-3.35	3.35

Deplacement des noeuds.

Calcul du Portique Type II:

NOEUDS	B		C			E	
	BA	BC	CB	CD	CE	EC	EF
c_{ij}	0.146	0.854	0.619	0.106	0.275	0.723	0.277
M_e	100			100			100
	-14.550	-85.450	-42.725				
		-20.196	-40.392	-6.885	-9.998	-4.999	
	2.940	17.256	8.628		-34.307	-68.615	-26.385
		7.950	15.901	2.710	7.067	3.533	
	-1.155	-6.795	-3.397		-1.276	-2.553	-0.980
		1.445	2.891	0.493	1.289	0.644	
	-0.210	-1.235	-0.617		-0.233	-0.466	-0.178
		0.263	0.526	0.089	0.234	0.117	
	-0.038	-0.225	-0.112		-0.042	-0.084	-0.032
		0.047	0.095	0.016	0.043	0.021	
	-0.007	-0.040	-0.020		-0.007	-0.015	-0.006
		0.008	0.016	0.003	0.008	0.004	
M	86.98	-86.98	-59.193	96.426	-37.233	-72.42	72.42

Calcul du Portique type I

Par la Methode de Cross:

Sans deplacement de noeuds:

noeuds	B		C	
barres	BA	Bc	cB	CD
Φ_{ij}	0.146	0.854	0.854	0.146
M_e	-1440			-784
	209.70	1230.30	615.15	
		72.20	144.40	24.45
	-10.50	-61.70	-30.85	
		13.18	26.37	4.48
	-1.90	-11.28	-5.64	
		2.41	4.83	0.81
	-0.34	-2.07	-1.03	
M_e	-1,24.5	1.24	0.75	-0.75

Calcul du Portique TYPE II :

Par la méthode de Cross :

Sans déplacement de noeuds :

NOEUDS	B		C			E	
barres	BA	Bc	CB	CD	Cc	EC	EF
ξ_{ij}	0.146	0.854	0.619	0.106	0.275	0.723	0.277
M_e	784						1440
	-114.15	-669.85	-334.92				
		103.66	207.33	35.34	92.25	46.12	
	-15.09	-88.57	-44.28		-536.66	-1073.32	-412.80
		179.87	359.74	61.32	159.88	79.94	
	-26.10	-153.77	-76.88		-28.87	-57.74	-22.20
		32.73	65.47	11.16	29.12	14.56	
	-4.75	-27.98	-13.99		-5.26	-10.52	-4.04
		5.94	11.88	2.02	5.35	2.67	
	-0.85	-5.09	-2.54		-0.96	-1.93	-0.74
		1.08	2.16	0.37	0.97	0.48	
M:	623	-623	174	110	-284	-1000	1000

Action du vent :

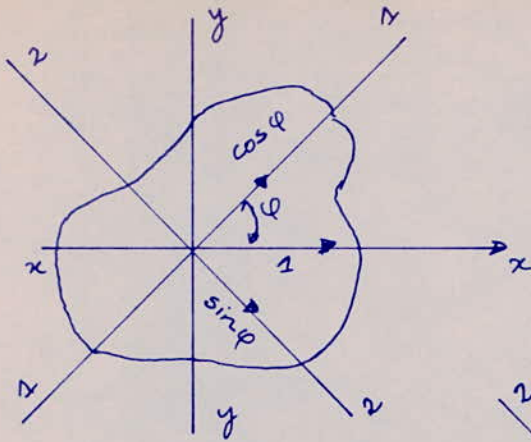
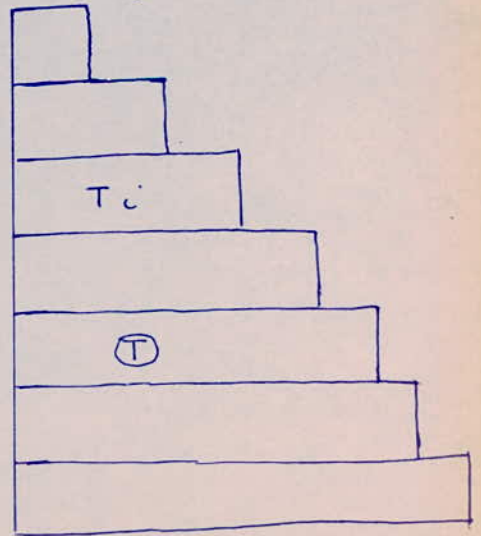
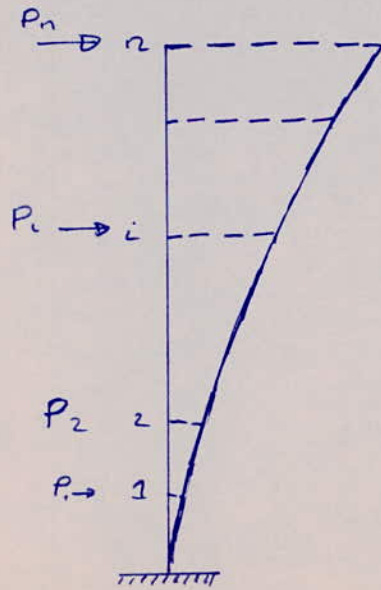
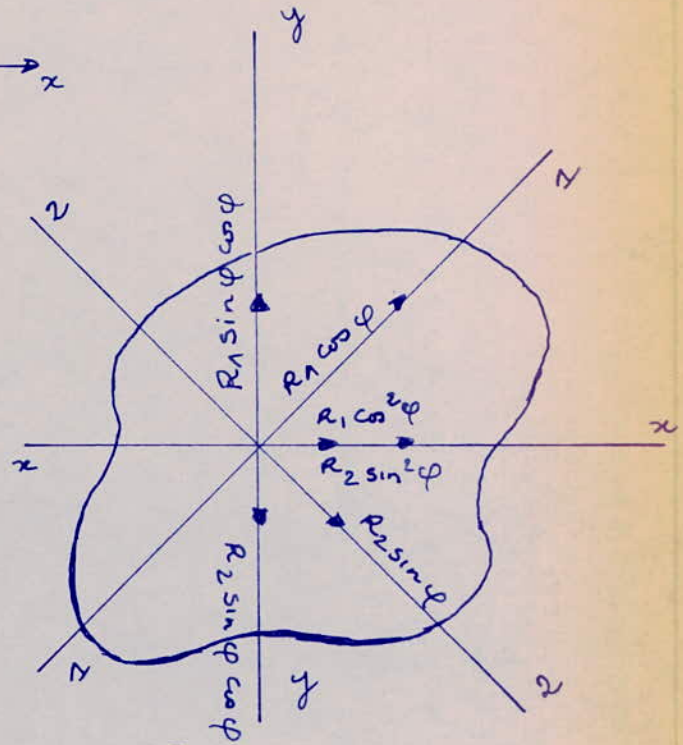
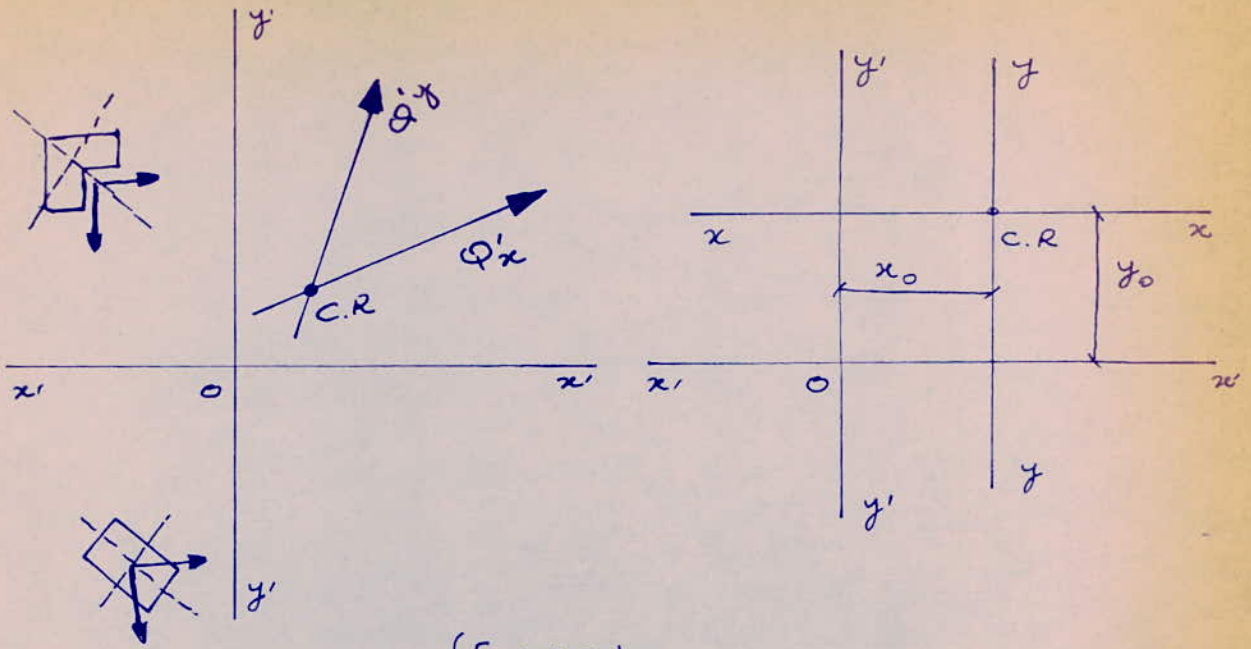


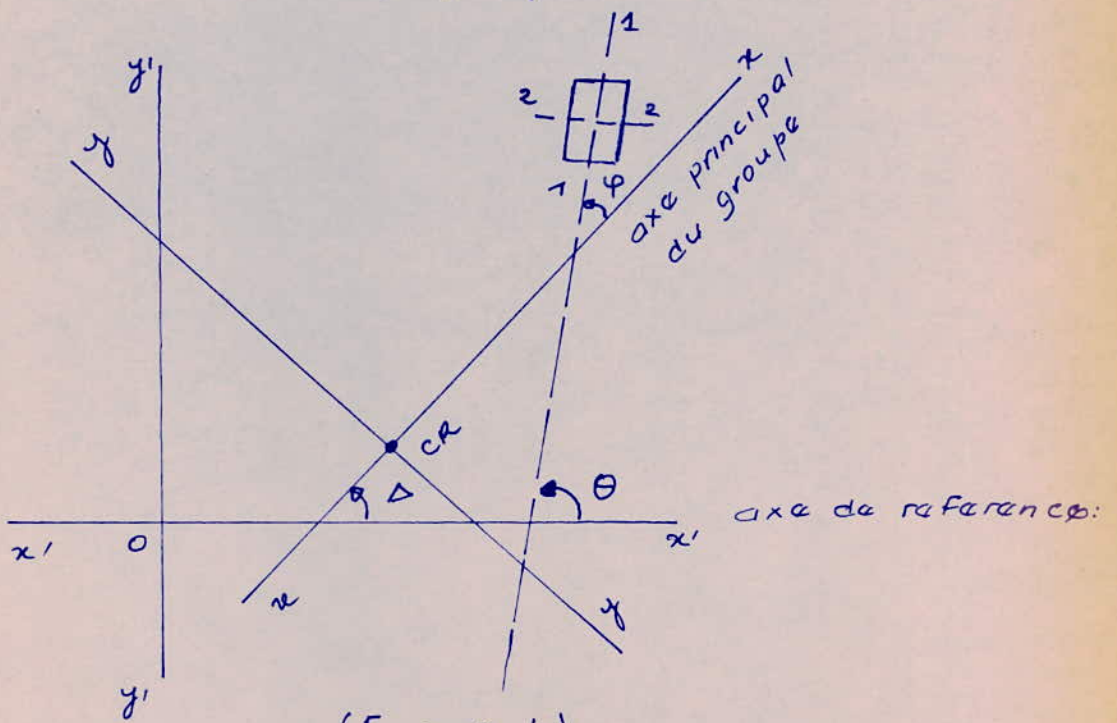
Fig (1.b).



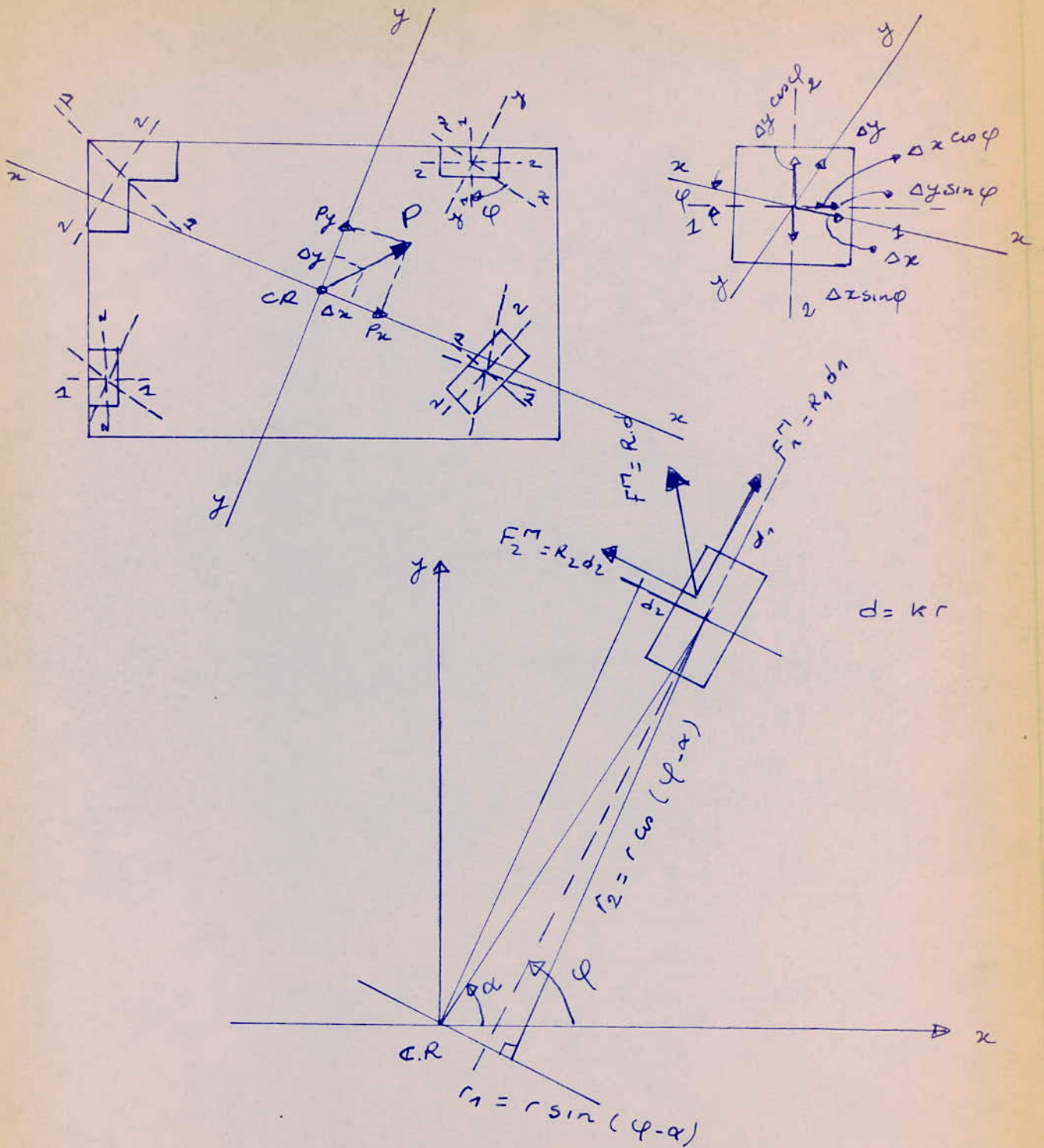
(Fig1a)



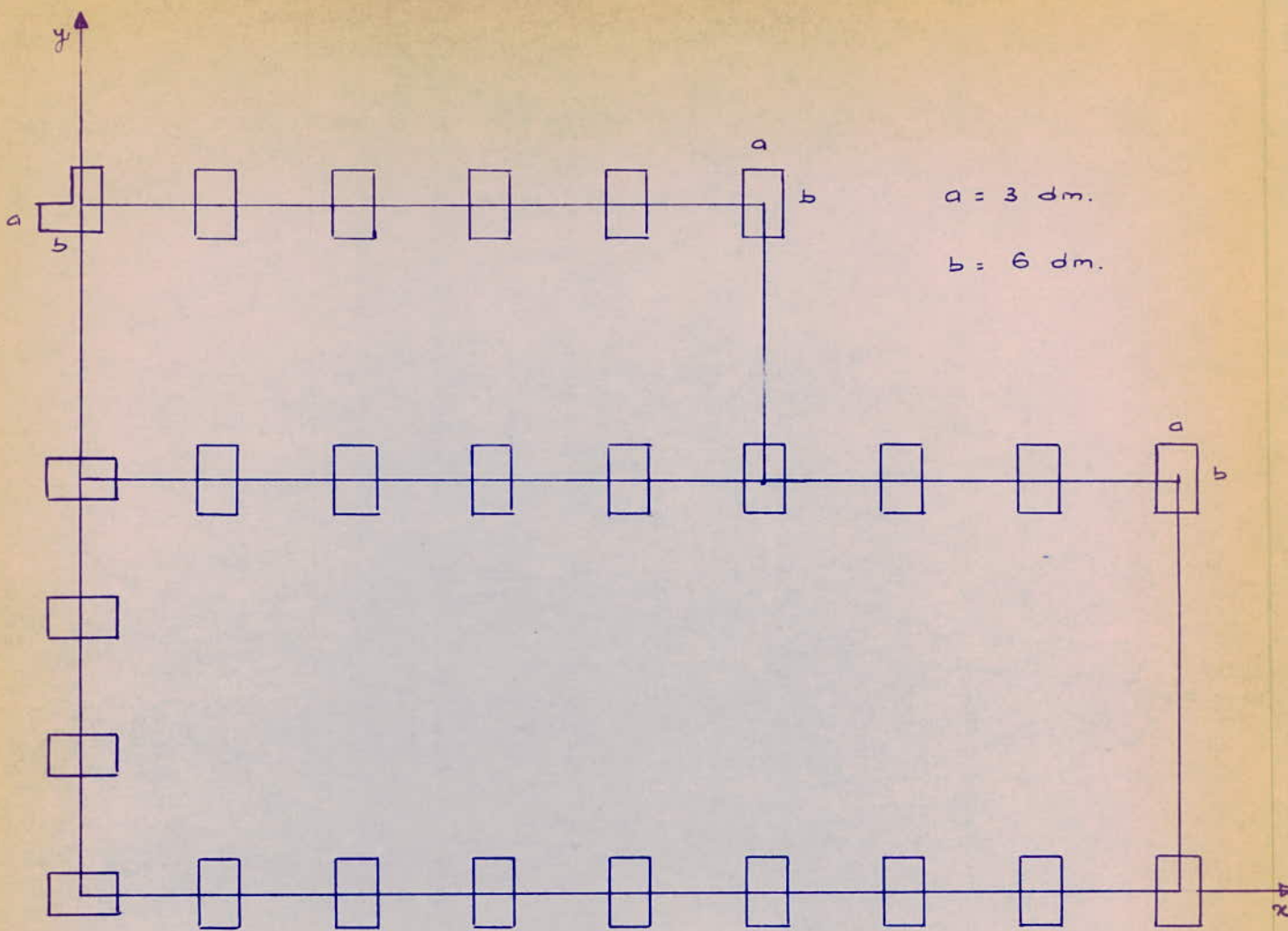
(Fig 1c)



(Fig 1d).



(Fig 1.2).



BLOC : 1

Determination du centre de Torsion
du bloc.1: Portique:

