

37/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
E. N. P. A

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
INGENIORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL

THEME :

CENTRE DE CALCUL
R+4 (PORTIQUE + VOILE) avec Sous Sol

Proposé par ; P.T.T.

Dirigé par ;

ZEGHLACH B.

Etudié par :

TAIBI Abdulazi

OUCHERIF Mohamed

Promotion Janvier 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

المدرسة الوطنية للمعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
E. N. P. A

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
INGENIORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL

THEME :

CENTRE DE CALCUL
R + 4 (PORTIQUE + VOILE) avec Sous Sol

Proposé par : P.T.T.

Dirigé par :

ZEGHLACH B.

Etudié par :

TAIBI Abdelaziz

OUCHERIF Mohamed

Promotion Janvier 1985

TABLE DES MATIERES

• PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
• CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	3
• DESCENTE DE CHARGES	5
• CALCUL DES ELEMENTS :	
- predimensionnement	8
- calcul de l'acrotère	9
- planchers :	
2eme etage (corps creux)	13
3eme etage (corps creux)	40
4eme etage (corps creux)	43
terrasse (corps creux)	50
RDC (corps creux)	51
1er etage (dalle pleine)	55
- escaliers	65
• PERIODE PROPRE DE VIBRATION :	74
- inerties equivalentes	78
- evaluation des masses de niveaux	83
- déplacements unitaires	85
- calcul de la periode	85
• ETUDE SISMIQUE (RPA.81) :	
- torsion	88
- evaluation des forces sismiques	91
• ETUDE DU CONTREVENTEMENT	
- distribution des charges horizontales	93
- evaluation des sollicitations dans les refends	97
• CALCUL DES DEFORMATIONS	100
• COMBINAISONS DES EFFORTS	101
• FERRAILLAGE DES VOILES :	
- ferraillement des elements	102
- ferraillement des linteaux	111
• ETUDE DES PORTIQUES :	
- expose de la methode de CAQUOT et sollicitations dans les portiques	117
- superposition des efforts dans les poutres	145
- ferraillement des poutres	150
- sollicitations dans les poteaux	162
- ferraillement des poteaux	166
• FONDATIONS :	178
- radier	180
- semelles isolees	185
- semelles filantes	188
• LONGRINES	192
• VOILES PERIPHERIQUES	193
• BIBLIOGRAPHIE	194

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

LE PROJET QUI NOUS A ETE PROPOSE PAR LES P.T.T CONSISTE A L'ETUDE ET AU CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UN BATIMENT ESSENTIELLEMENT A USAGE ADMINISTRATIF .

LE BLOC ETUDIE EST COMPOSE DE QUATRE NIVEAUX ET UN SOUS - SOL .

IL SERA IMPLANTÉ A CONSTANTINE « ZONE II →
→ MOYENNE SISMICITE

DIMENSIONS :

• LONGUEUR = 29.90 m

• LARGEUR = 24.70 m

• HAUTEUR TOTALE = 18.80 m (à partir du RDC) + sous sol -3.50m

BETON ARMÉ :

LE BETON UTILISÉ SERA CONFORME AUX REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON ARMÉ « CCBA 68 » ; AINSI QU' AU REGLEMENT EN VIGUEUR APPLICABLE EN ALGERIE « RPA81 ».

ACIERS :

NOUS UTILISERONS DE L'ACIER A HAUTE ADHERENCE

OSSATURE

NOTRE BLOC EST CONTREVENTÉ PAR DES VOILES CONSTITUANT LE NOYAU CENTRAL « 3 VOILES DANS LE SENS LONGITUDINAL ET 2 VOILES DANS LE SENS TRANSVERSAL ».

LES CHARGES VERTICALES SONT REPRISSES PAR LES PORTIQUES

PLANCHERS :

A PART LE PLANCHER DU PREMIER ETAGE QUI EST CONSTITUÉ PAR UNE DALLE PLEINE REPOSANT SUR DES POUTRES , TOUS LES AUTRES SONT A CORPS CREUX .

ESCALIERS ET ASCENSEUR :

LA CAGE D'ESCALIER ET CELLE DE L'ASCENSEUR SONT SITUÉES A L'INTERIEUR DU NOYAU CENTRAL ET PRENNENT APPUI SUR LES VOILES.

MAÇONNERIE :

- MURS EXTERIEURS SONT A DOUBLE CLOISONS
« EPAISSEUR 40 cm »
- MURS INTERIEURS : CLOISONS DE SEPARATION

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Béton:

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 et strictement contrôlé.

Granulats concassés. Dimension maximale $C_g = 25 \text{ mm}$
 La résistance à la rupture par compression (resp) par traction à 28 jours est:

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$$

* contrainte de compression admissible (C.C.B.A art 9.4):

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} = 81 \text{ kg/cm}^2 \quad (\alpha=1, \beta=1, \gamma=1, \delta=0,3)$$

* contrainte admissible en flexion simple:

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} = 162 \text{ kg/cm}^2 \quad (\delta=0,6)$$

* contrainte de traction de référence:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad ; \quad \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,02578$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_b = 7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{si } \gamma=1)$$

Remarque: $1,5 \theta (SP_1) = \theta (SP_2)$ et $\delta (SP_2) = 1,5 \delta (SP_1)$.

Deformations:

module de déformation instantanée E_i :

$$E_i = 21000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 378000 \text{ kg/cm}^2$$

module de déformation différée E_{σ} :

$$E_{\sigma} = 7000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 126000 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers:

Ronds lisses ($F_c E 24$):

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 (SP_1) \\ \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 (SP_2) \end{cases}$$

A HAUTE Adherence ($F_c E 40$):

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 (SP_1) \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 (SP_2) \end{cases}$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 (SP_1) \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 (SP_2) \end{cases}$$

* La valeur de la contrainte admissible définie ci dessus est fonction des caractéristiques mécaniques de l'acier on peut être amené à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$ une valeur inférieure afin de limiter la fissuration du béton (C.C.B.A art 49)

$$\bar{\sigma}_a \leq \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \sigma_b}{\phi}}$$

$$K \begin{cases} = 1,5 \cdot 10^6 & \text{fiss. peu nuisible} \\ = 1 \cdot 10^6 & \text{fiss. préjudiciable} \\ = 0,5 \cdot 10^6 & \text{fiss. très nuisible} \end{cases}$$

$$\eta \begin{cases} = 1 & \text{pour ronds lisses} \\ = 1,6 & \text{pour haute adhérence} \end{cases}$$

ϕ : diamètre en (mm) de la plus grosse des barres tendues.

$\bar{\omega}_f$: Pourcentage de fissuration définie par $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

avec :

A section totale des barres tendues

B_f section d'enrobage des barres tendues.

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

σ_2 : " " " accidentelle.

Deformations :

Dans tous les calculs, le module d'élasticité de l'acier doit être égale à 2000000 kg/cm^2

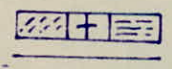
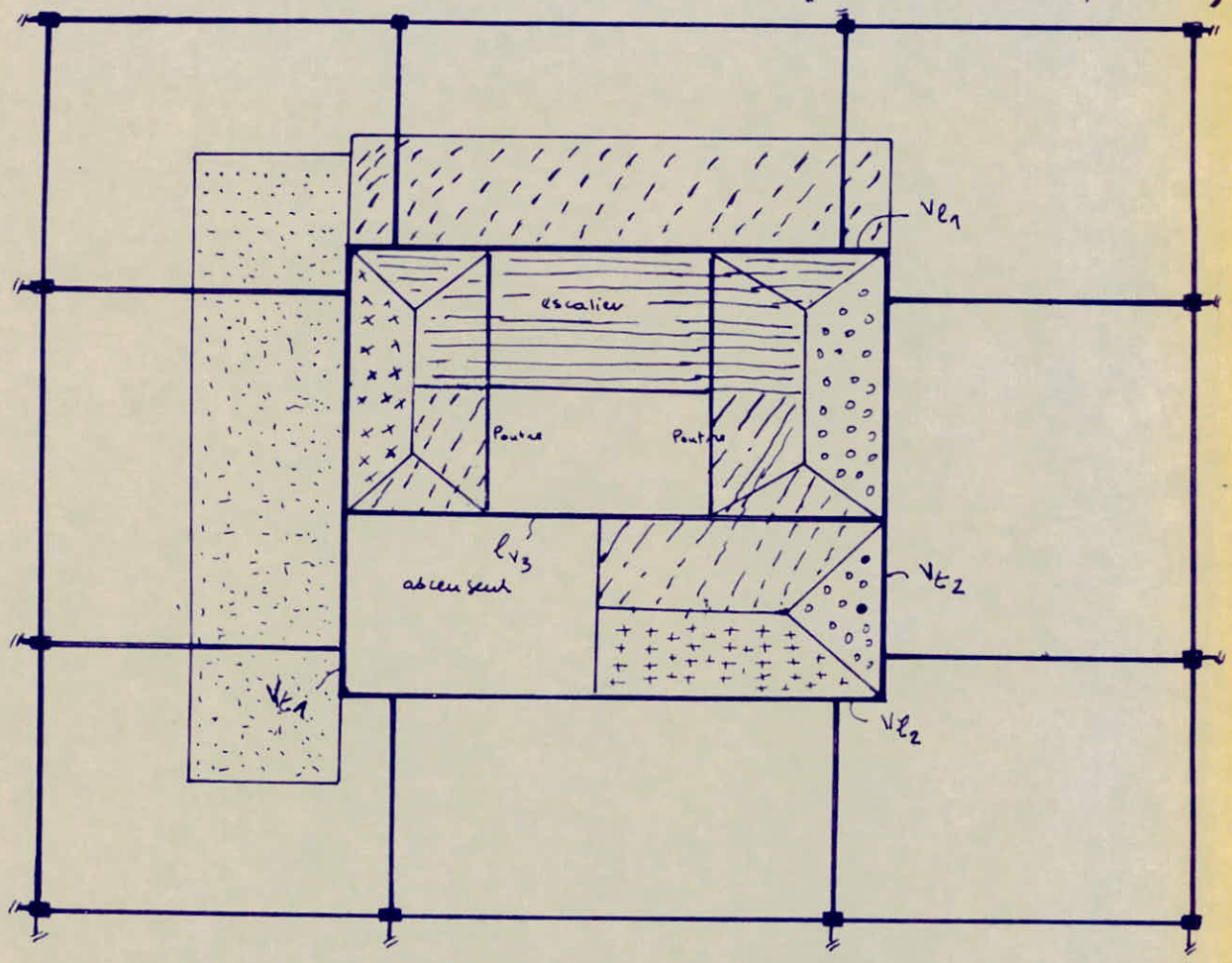
Remarque :

Pour les armatures transversales on ne fait pas de vérification dans le cas des sollicitations du second genre. Il en est de même en ce qui concerne les contraintes d'adhérence.

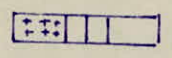
DESCENTE DE CHARGE

Elle est effectuée suivant des schémas ci dessous :

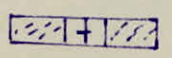
- Reposition des efforts sur les voiles • (Plancher à corps creux)



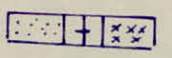
reprise par V1



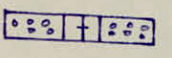
" V2



" V3

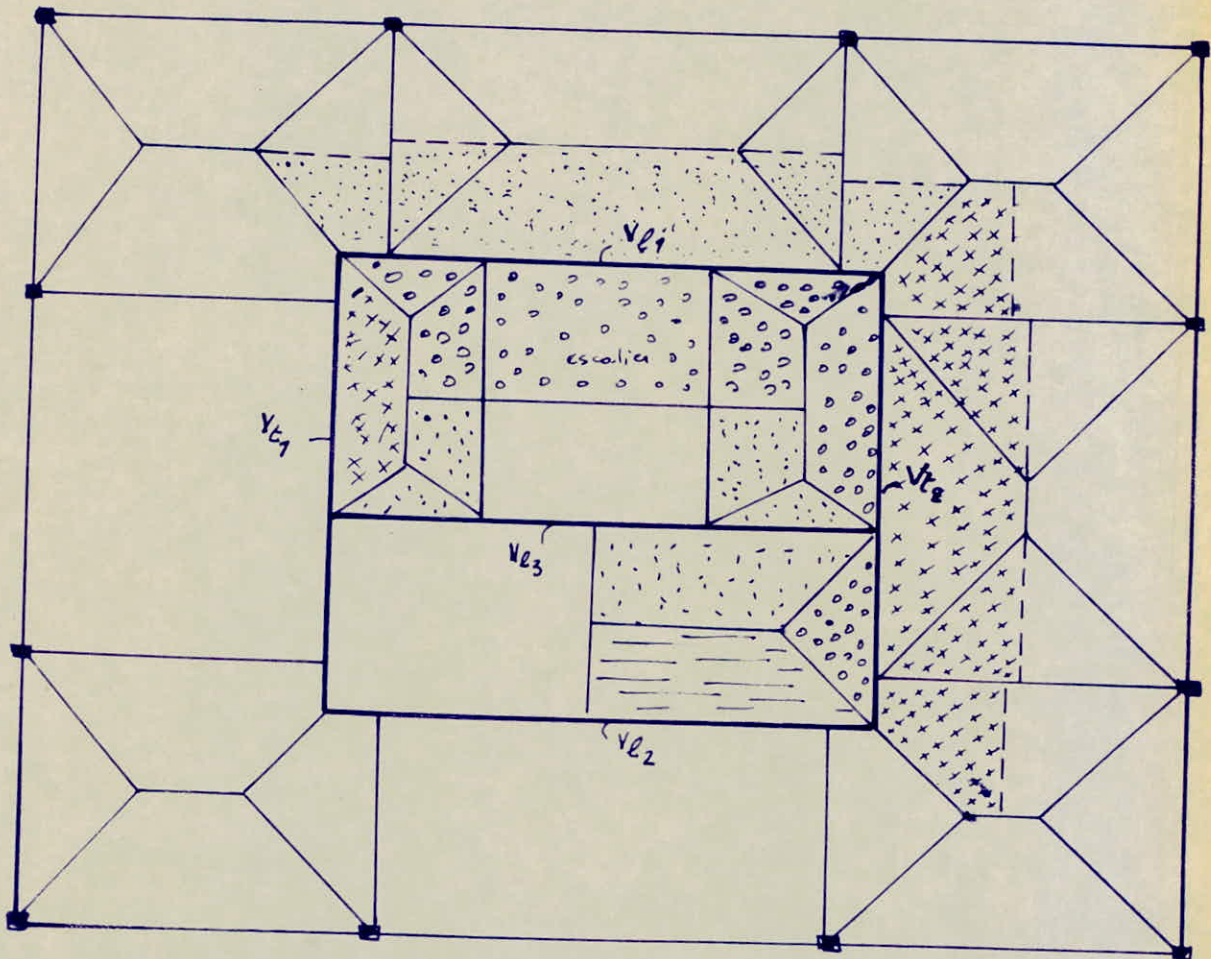


" V1



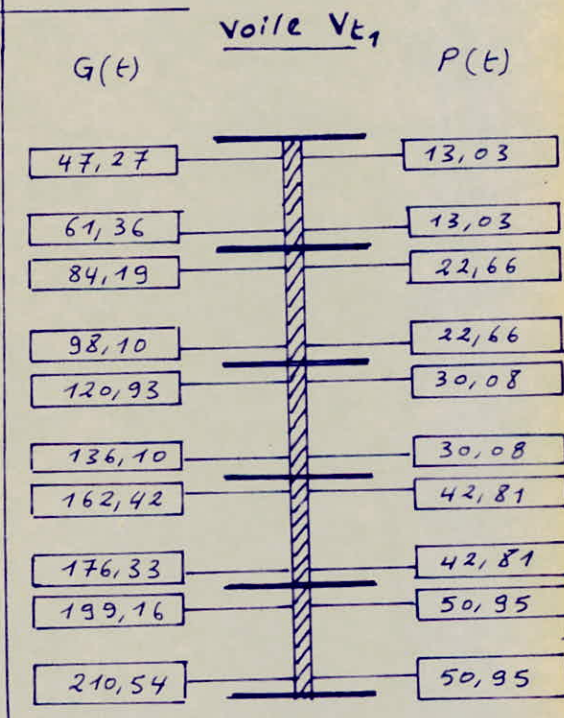
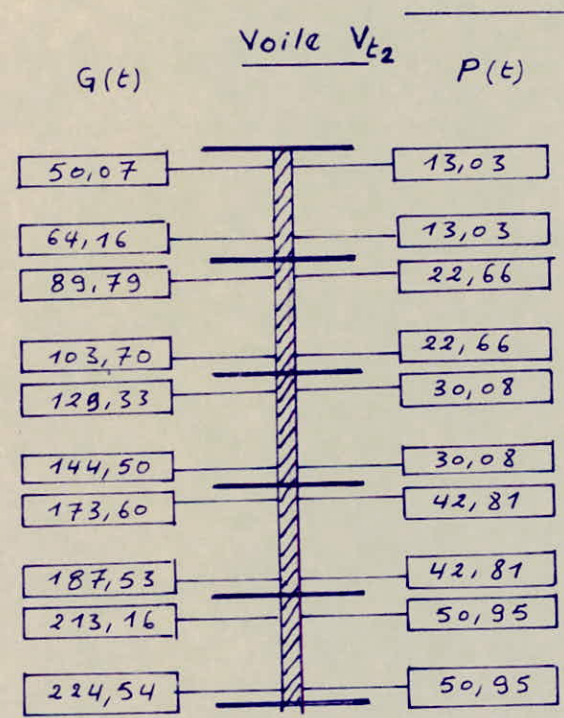
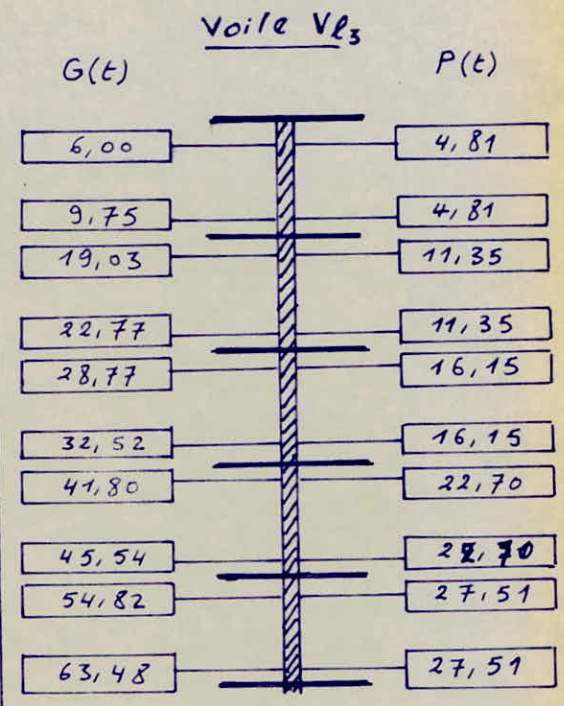
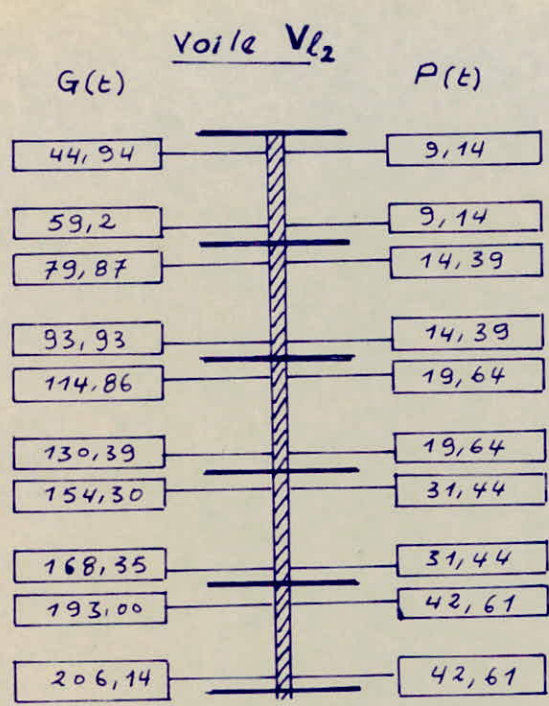
" V2

• (Plancher à dalle pleine)



Voile V₁

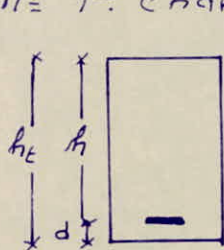
G(t)	P(t)	
49,83	11,76	4 ^{eme}
64,09	11,76	3 ^{eme}
86,49	17,89	
100,55	17,89	2 ^{eme}
126,24	25,76	
141,77	25,76	1 ^{er}
167,28	38,84	
181,33	38,84	RDC
207,00	44,97	
220,00	44,97	SOUS - SOL



PREDIMENSIONNEMENT

Poutres:

On suppose la poutre isostatique dont seul le béton travaille en compression et on applique la formule de $\pi \leq P$. Charon :



$$h \geq \sqrt{\frac{M}{\alpha' \sigma_b' b}} \quad (\text{flexion simple})$$

avec :

$$M: \text{moment en travée isostatique} = \frac{q l^2}{8}$$

$$K = \frac{\sigma_a}{\sigma_b'} = 17,3 \rightarrow \alpha' = 0,1962$$

* Sens longitudinal

$$b = 40 \text{ cm} \rightarrow h_e = 60 \text{ cm}$$

Les prescriptions du R.P.A 81 sont satisfaites

* Sens transversal

$$b = 40 \text{ cm} \rightarrow h_e = 50 \text{ cm}$$

Les prescriptions du R.P.A 81 sont satisfaites

Poteaux:

des poteaux sont dimensionnés en faisant une descente de charge.

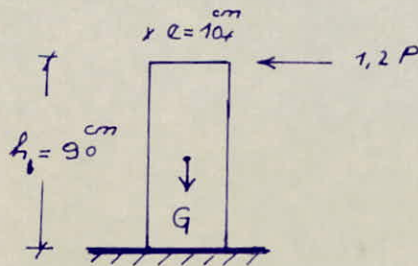
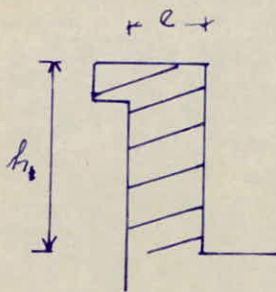
$$A = b_1 h_1 \geq \frac{KN}{\sigma_{28}} \quad K = 4 \quad (II)$$

Niveaux:

- sous sol - R.D.C section 55 * 55
 - R.D.C - 1^{er} étage section 50 * 50
 - 1^{er} étage - 2^{ème} étage
 - 2^{ème} étage - 3^{ème} étage
 - 3^{ème} étage - 4^{ème} étage
 - 4^{ème} étage - Terrasse
- } section 40 * 40

des prescriptions du R.P.A 81 sont satisfaites

• ACROTÈRE •



On assimile l'acrotère à une console encastrée dans le plancher terrasse.

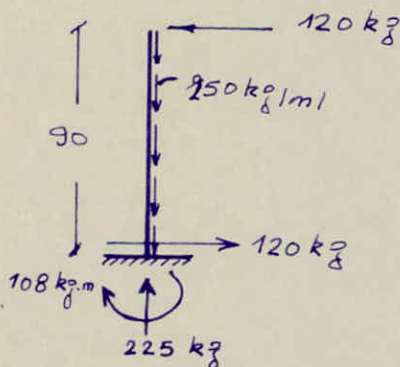
$e = 10\text{ cm}$; $h = 90\text{ cm}$

Soit une bande de 1m de largeur ($b = 100\text{ cm}$)

des efforts sollicitant l'acrotère sont :

- de poids propre : $G = 0,1 * 1 * 2500 = 250\text{ kg/m}$
- surcharge : $P = 100\text{ kg}$ (horiz due à la main courante)

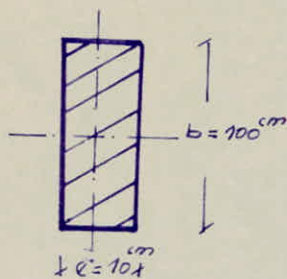
la section dangereuse :



La section dangereuse est au niveau de l'encastement :

$$\begin{aligned} M &= 108\text{ kg.m} \\ N &= 225\text{ kg (comp)} \\ T &= 120\text{ kg} \end{aligned}$$

la section sera calculée en flexion composée avec : $M = 108\text{ kg.m}$
 $N = 225\text{ kg (comp)}$



• excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 0,48\text{ m}$

• limite du noyau central : $e_1 = \frac{h_e}{6} = 0,017\text{ m}$

$N > 0$; $e_0 > e_1 \rightarrow$ Section partiellement comprimée

Soit $d = 2\text{ cm} \rightarrow e_A = e_0 + \frac{h_e}{2} - d = 51\text{ cm}$

avec : e_A : distance du centre de pression "C" aux armatures tendues.

$\rightarrow \sqrt{M_A} = N e_A = 11475\text{ kgcm}$ (M^f fictif)

• le moment résistant du béton M_{rb} :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2$$

$$\delta = \min \left\{ 0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{\sigma_0}{3 \sigma_{e1}} \right) \right\} = 0,6 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 162 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}_b'}{m \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,4646 \quad (m = 15)$$

$$\bar{\gamma} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 0,8451$$

$$h = 10 - 2 = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$\Rightarrow M_{rb} = 203541 \text{ kg.cm} > \sqrt{G_A} \Rightarrow$ des armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures tendues :

$$\omega = \frac{m \sqrt{G_A}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0096 \rightarrow \begin{cases} \bar{\omega} = 0,0671 \\ \varepsilon = 0,9560 \\ \kappa = 98,5 \end{cases}$$

La section des armatures tendues en flexion simple sera donnée par :

$$A = \frac{15 \cdot \bar{\omega} \cdot b h}{100} = \frac{15 \cdot 0,0671 \cdot 100}{15} \cdot 8 = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'où la section des armatures en flexion composée

$$A_s = A - \frac{\varepsilon N}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec :} \quad \varepsilon = \begin{cases} +1 & \text{si } N \rightarrow \text{comp} \\ -1 & \text{si } N \rightarrow \text{tract} \end{cases}$$

$$A_s = A - \frac{\varepsilon N}{\bar{\sigma}_a} = 0,5368 - \frac{225}{2800} = 0,46 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité (C.C.B.A 68 art 52)

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 0,69 \cdot \frac{7}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,92 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 4T6/ml ($A = 1,13 \text{ cm}^2$) avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

* Vérification de la cont du béton :

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{98,5} = 28,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

* condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a \leq \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$$

$$\sigma_1 = \kappa \frac{m}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa m}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$K = 10^6 \text{ (fixs prejudiciable)}$$

$$\gamma = 1,6 \text{ (H.A)}$$

$$\phi = 6^{\text{mm}}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{1,13}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,002825$$

$$\left. \begin{array}{l} \Rightarrow \sigma_1 = 733 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3279 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow \max\{\sigma_1, \sigma_2\} = \sigma_2 > \bar{\sigma}_q \text{ (verifiée)}$$

* Verification de l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_q \geq T + \frac{M}{Z} \quad \left. \begin{array}{l} \Rightarrow A \bar{\sigma}_q = 1,2 \cdot 100 - \frac{10800}{7} < 0 \\ \text{avec: } Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ (verifiée)}$$

* Verification au Seisme Local (art 3.3.9)

$$F_p = Z I C_p W_p$$

$$Z I = 0,6 \cdot 1 = 0,6$$

$$C_p \xrightarrow[\text{RPAB1}]{\text{Tableau}} C_p = 0,8$$

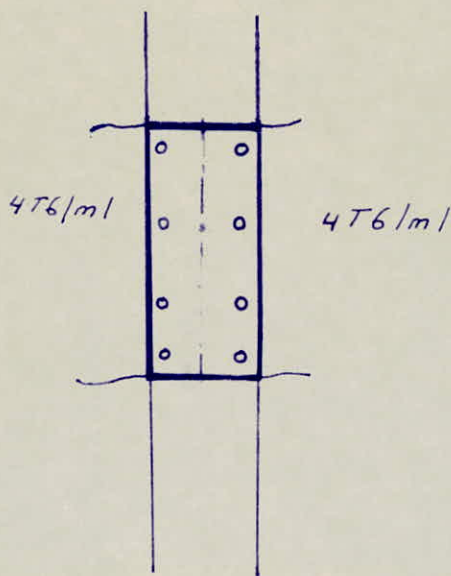
$$W_p: \text{ poids de l'element: } W_p = \rho_b \cdot b \cdot h \cdot e = 2500 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,1$$

$$\rightarrow W_p = 225 \text{ kg}$$

$$\rightarrow F_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 225 = 108 \text{ kg/ml} < 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$$

l'acrotère est dimensionné avec un effort supérieur à la force sismique, donc l'acrotère est vérifié au Seisme Local.

coupe transversale



CALCUL DES PLANCHERS

Dalles:

Sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs, constituant ainsi des planchers ou des couvertures.

Dans notre cas:

Pour les planchers du R.D.C, 2^{ème} étage, 3^{ème} et 4^{ème} étage on prévoit des planchers à corps creux :
 Il s'agit d'éléments de remplissage dont les parois sont en mortier de ciment ou en céramique. Les parois supérieures et latérales servent de coffrage aux nervures et à la dalle en béton coulée sur toute la surface des planchers. La paroi inférieure sert de support à l'enduit de plafond en plâtre ou en mortier de ciment pour avoir une bonne liaison entre le béton et les hourdis creux.

Pour le 1^{er} étage on prévoit une dalle pleine (Plancher avec dalle, Poutres secondaires et poutres principales)
 Les planchers de ce type sont constitués par une dalle générale (ou hourdis) d'épaisseur constante, posant sur un réseau de poutres secondaires et principales.

pour les planchers à corps creux :

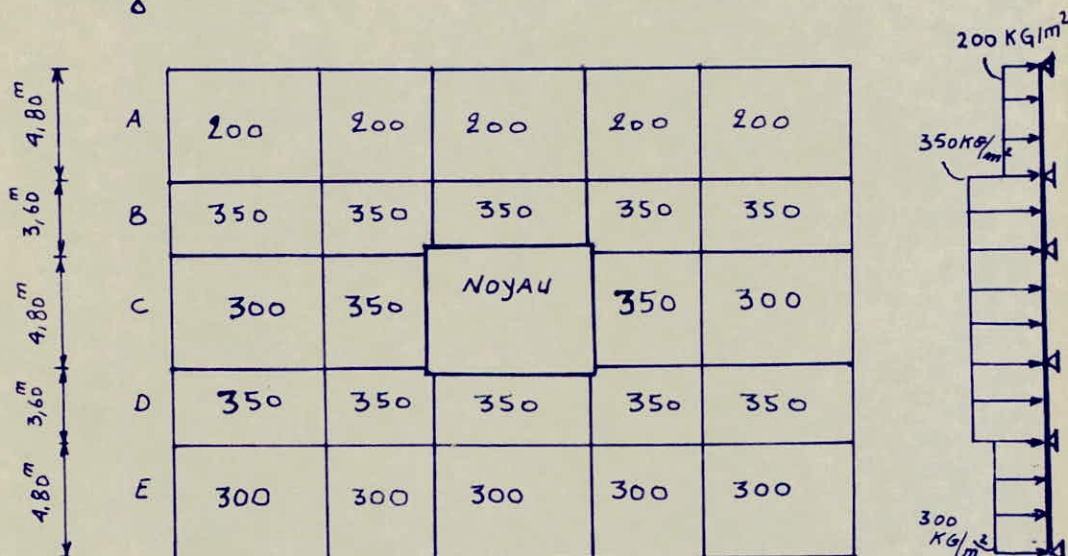
les poutrelles utilisées sont fabriquées sur chantier, elles possèdent des bords d'attentes pour permettre une bonne liaison avec le béton de la table de compression.

ETUDE DU PLANCHER DU 2^{ème} ETAGE

Charges Permanentes :

• Plancher (20+5)	300 KG/m ²
• { Carrelage	120 KG/m ²
• mortier de pose	
• sable	
• Enduit	30 KG/m ²
• Cloisons	125 KG/m ²
<hr/>	
$G = 575 \text{ KG/m}^2$	

Surcharges



Calcul du plancher

a) **HOURDS**: Nous lui avons donné une épaisseur de 5 cm
l'espacement entre axes des nervures étant compris
entre 50 et 80 cm.

D'après le C.C.B.A68 Article 58 :

La section des armatures perpendiculaires aux
nervures est égale :

$$A_{\perp} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} \quad ; \quad \begin{array}{l} l_n: \text{entre axes de Nervures} \\ l_n = 65 \text{ cm} \end{array}$$

σ_{en} : Limite d'élasticité
nominale de l'acier.

$$\varnothing < 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5200 \text{ (bars)} \\ \text{car treillis soudé}$$

$$A_{\perp} = \frac{43.65}{5200} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'autre part on doit avoir e_{\perp} (espacement) $\leq 20 \text{ cm}$

Donc on doit avoir au minimum $5\phi 5/\text{ml}$ $e = 20 \text{ cm}$

$$A(5\phi 5) = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les armatures parallèles aux nervures sont égales à :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{l'espacement } e_{\parallel} \leq 33 \text{ cm}$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{0,54}{2} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

à cause des espacement on doit avoir au minimum $3\phi 5$

$$A(3\phi 5) = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\parallel} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

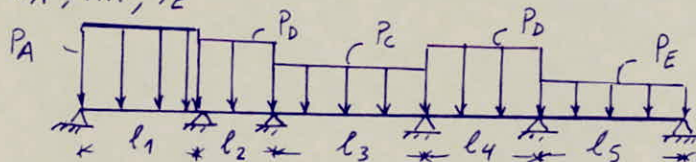
En conclusion :

On adopte un treillis soudé de :
20x20 EN $\phi 5$

b) CALCUL DES Poutrelles:

Etant donné qu'on a différentes surcharges dans le même niveau, on conduit le calcul de la façon suivante:

- Les poutrelles sont placées suivant les petites portées (dans notre cas suivant le sens transversal) du bâtiment
- On divise le plancher en bandes (A, B, C, D, E) (voir figure)
chaque bande à une largeur égale à l'entre axes des poteaux qui lui correspond.
- On prend la surcharge max de chaque bande $\Rightarrow P_A, \dots, P_E$



- On adopte le même ferrailage pour toutes les poutrelles d'un même plancher

APPLICATION:

dans notre cas les surcharges sont:

$$P_A = 200 \cdot l_x = 130 \text{ KG/ml}$$

$$P_B = P_C = P_D = 350 \cdot l_x = 228 \text{ KG/ml}$$

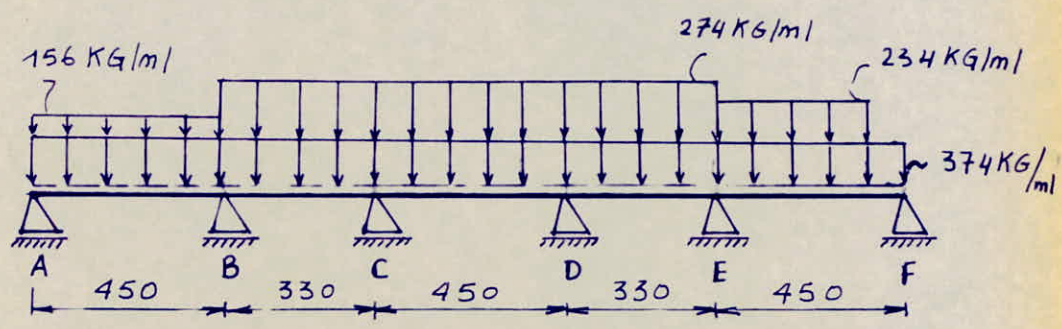
$$P_E = 300 \cdot l_x = 195 \text{ KG/ml}$$

Les charges permanentes sont:

$$Q = 575 \cdot l_x = 374 \text{ KG/ml}$$

avec: $l_x = 0,65 \text{ m}$ (entre axes des poutrelles)

Schema Statique :



Remarque: Les surcharges ci dessus sont pondérées

- Charges totales (avec pondération de surcharges)

Travée AB : $q_{AB} = 374 + 156 = 530 \text{ KG/m}$

travée BC, CD, DE : $q = 374 + 274 = 648 \text{ KG/m}$

travée EF : $q_{EF} = 374 + 234 = 608 \text{ KG/m}$

- Sollicitations dans poutrelles supposées sur deux appuis simples:

M_0 : moment isostatique $M_0 = \frac{q l^2}{8}$
 T_0 : effort tranchant isostatique $T_0 = \frac{q l}{2}$

• travée AB

	M_0 (KG.m)	T_0 (KG)
Dechargée	947	842
Surch. Seules	395	351
chargée	1342	1193

• travées: BC; DE

	M_0 (KG.m)	T_0 (KG)
Dechargée	509	617
Surch. Seules	373	452
chargée	882	1069

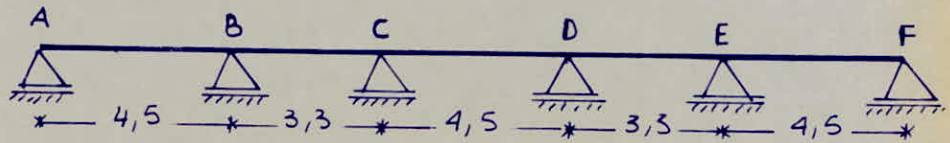
• travée CD

	M_0 (KG.m)	T_0 (KG)
Dechargée	947	842
Surch. Seules	694	617
chargée	1641	1459

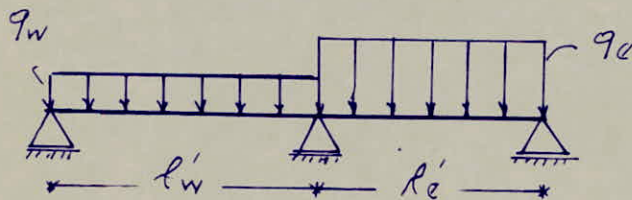
• travée EF

	M_0 (KG.m)	T_0 (KG)
Dechargée	947	842
Surch. Seules	593	527
chargée	1540	1369

SOLLICITATIONS DANS LES POUTRES CONTINUES



On remarque que les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contigües ne sont pas compris entre 0,8 et 1,25, donc on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire, c'est pourquoi on va utiliser la méthode de CAQUOT.
 Mais d'après le C.C.B.A68 (Art 55,32) il est loisible de réduire les valeurs absolues des moments flechissants sur appuis sous l'effet des charges permanentes aux $(2/3)$ de celles trouvées. Les moments en travées étant évidemment majorés en conséquence.
 Les calculs se présentent de la manière suivante:



On remplace les portées réelles entre nus par des portées fictives:

$l' = 0,8 l$ si la travée est intermédiaire.

$l' = l$ si la travée est de rive.

On calcule les moments d'encastrement parfait:

$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} \quad \text{et} \quad M'_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5}$$

Pour une poutre donnée il faut considérer plusieurs cas de charges correspondant à des efforts maximums différents.

ETUDE DE LA TRAVÉE AB

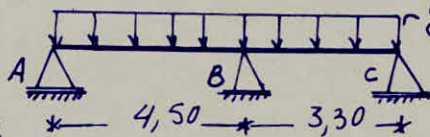
* Appui A $M_A = 0$

* Appui B $l_w = l_w = 4,50 \text{ m}$

$l'_e = 0,8 l_e = 0,8 \cdot 3,3 = 2,64 \text{ m}$

Pour simplifier les calculs on va considérer 3 cas fictifs:

• 1^{er} cas: $q = 374 \text{ kg/m}$



$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} = \frac{2/3 \cdot 374 \cdot 4,5^2}{8,5} = 594 \text{ KG.m}$$

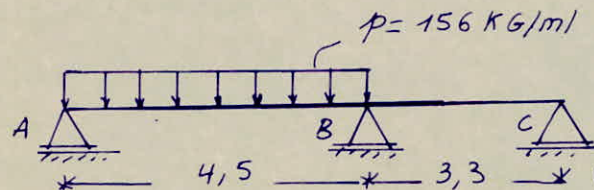
$$M'_e = \frac{q_e l_e'^2}{8,5} = \frac{2/3 * 374 * 2,64^2}{8,5} = 205 \text{ KG.m}$$

Le moment de continuité sur appui est :

$$M_a = \frac{M'_w l'_w + M'_e l'_e}{l'_w + l'_e}$$

$$M_{B1} = \frac{594 * 4,5 + 205 * 2,64}{4,5 + 2,64} = 450 \text{ KG.m}$$

2^{ème} cas :



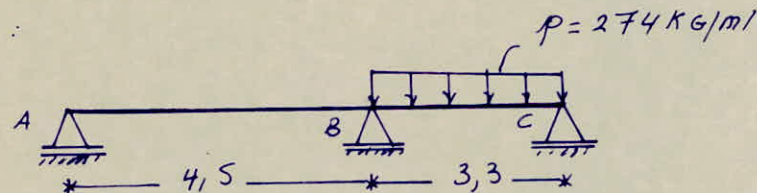
$$M'_w = \frac{156 * 4,5^2}{8,5}$$

$$M'_w = 372$$

$$M'_e = 0$$

$$M_{B2} = \frac{372 * 4,5 + 0}{4,5 + 2,64} = 235 \text{ KG.m}$$

3^{ème} cas :



$$M'_w = 0$$

$$M'_e = \frac{274 * (2,64)^2}{8,5} = 225$$

$$M_{B3} = \frac{225 * 2,64}{4,5 + 2,64} = 83 \text{ KG.m}$$

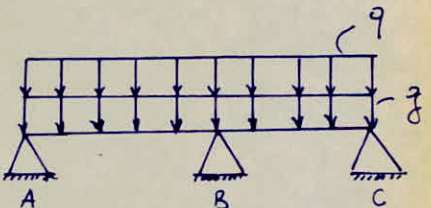
Calcul des efforts maximaux

pour obtenir les efforts maximaux, nous allons envisager des cas suivants :

a) moment max à l'appui B :

$$M_B = M_{B1} + M_{B2} + M_{B3} = 768 \text{ KG.m}$$

$$M_E = 1342 - \frac{768}{2} = 958 \text{ KG.m}$$



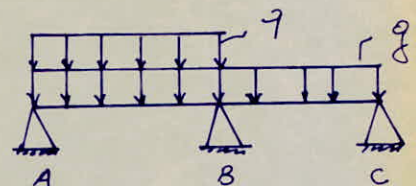
b) max en travée :

$$M_A = 0$$

$$M_B = M_{B1} + M_{B2} = 685 \text{ KG.m}$$

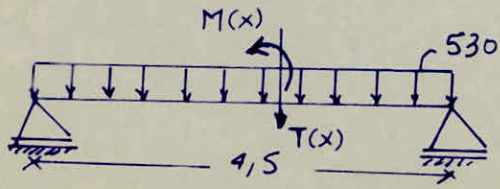
soit M_t : le moment à mi-travée

$$M_t = M_0 - \left| \frac{M_A + M_B}{2} \right| = 1000 \text{ KG.m}$$



Remarque : Le moment max n'est pas à mi-travée mais à une certaine distance x de l'appui

on determine respectivement l'effort tranchant et le moment à une distance x .



$$T(x) = T_0 - qx + \frac{|M_A| - |M_B|}{l}$$

$$T_0(x) = 1193 + 530x = 0$$

$$\Rightarrow T_0(x) = 1193 - 530x$$

$$T(x) = 1193 - 530x - \frac{685}{4,5}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,96 \text{ m (Position de } M_{\max})$$

$$M(x) = 1193x - 530 \frac{x^2}{2} - 685 \frac{x}{4,5}$$

$$M_{\max} = M(1,96) = 1022 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

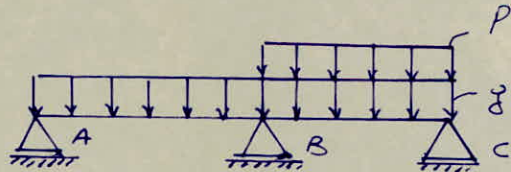
$$x = 1,96 \Rightarrow \begin{cases} T = 0 \\ M = M_{\max} = 1022 \text{ KG}\cdot\text{m} \end{cases}$$

c) Min en travée

$$M_A = 0$$

$$M_B = M_{B1} + M_{B3} = 533$$

$$M_C = M_0 - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 947 - \frac{533}{2} = 681 \text{ KG}\cdot\text{m}$$



efforts tranchants maximums

a) Max en appui A

$$M_A = 0$$

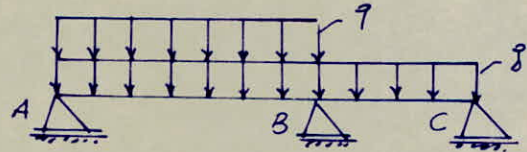
$$M_B = 685 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$T_0 = 1193 \text{ KG}$$

$$T(x) = T_0(x) + \frac{|M_A| - |M_B|}{l} = 1041 - 530x$$

$$T(A) = T(0) = 1041 \text{ KG}$$

$$T(B) = T(4,5) = -1344 \text{ KG}$$



b) Max sur appui B

$$M_A = 0$$

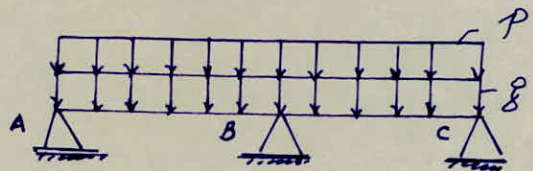
$$M_B = 768$$

$$T_0 = 1193$$

$$T(x) = 1022 - 530x$$

$$T(A) = T(0) = 1022 \text{ KG}$$

$$T(B) = T(4,5) = -1363 \text{ KG}$$



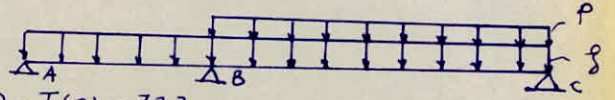
c) Partie centrale

$$\bullet M_A = 0$$

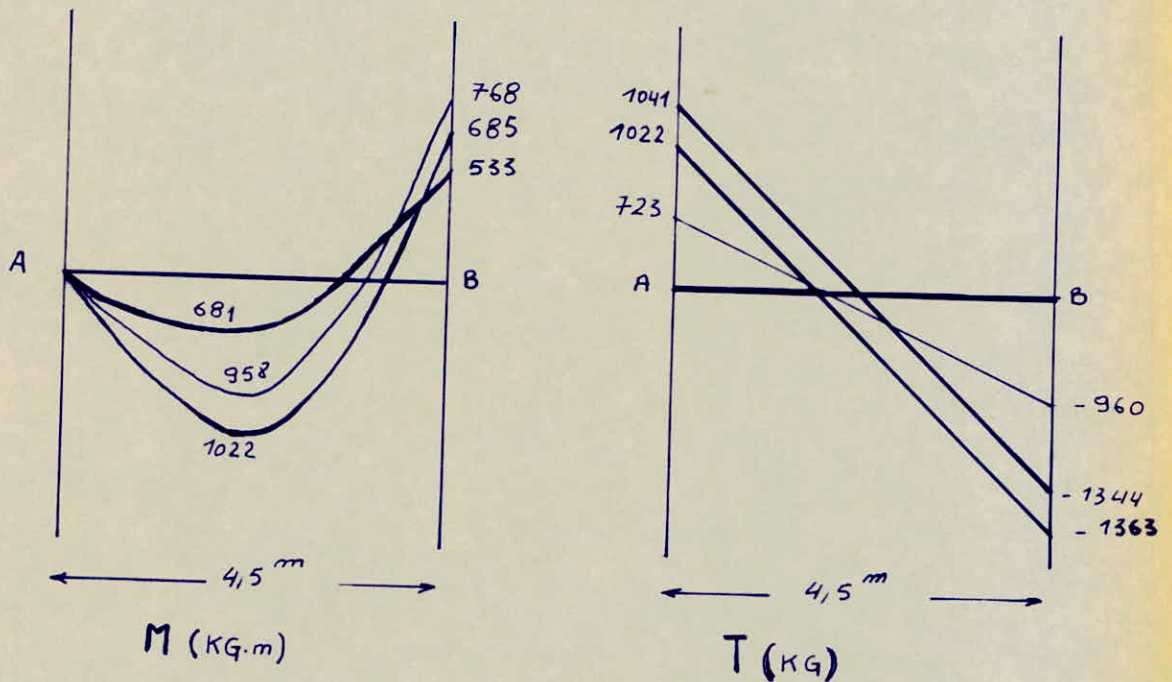
$$M_B = 533 \text{ KG.m}$$

$$T_o = 842 \text{ KG}$$

$$T(x) = 723 - 374x \rightarrow \begin{cases} T(A) = T(0) = 723 \\ T(B) = T(4,5) = -960 \end{cases}$$



En RESUME POUR LA TRAVÉE AB



ETUDE DE LA TRAVÉE BC

APPUI B : (voir travée A)

$$\text{APPUI C : } l'_w = 0,8 \times 3,3 = 2,64 \text{ m}$$

$$l'_e = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ m}$$

cas fictifs

1^{er} cas :

$$M'_w = \frac{\frac{2}{3} \times 374 \times 2,64^2}{8,5} = 205$$

$$M'_e = \frac{\frac{2}{3} \times 374 \times 3,6^2}{8,5} = 380$$

$$M_{C1} = 306 \text{ KG.m}$$

$$\rightarrow M_{C1} = \frac{307,2,64 + 570 \times 3,6}{2,64 + 3,6}$$

2^{eme} cas :

$$M'_w = \frac{274 \times (2,64)^2}{8,5} = 225$$

$$M'_e = 0$$

$$\rightarrow M_{C2} = \frac{225 \times 2,64 + 0}{2,64 + 3,6}$$

$$M_{C2} = 95 \text{ KG.m}$$

3^{eme} cas:

$$M_{w'} = 0$$

$$M_c' = \frac{274 \times (3,6)^2}{8,5} = 418 \quad \left| \rightarrow \quad M_{c3} = \frac{0 + 418 \times 3,6}{3,6 + 2,64} \right.$$

$$M_{c3} = 241 \text{ KG.m}$$

CALCUL DES EFFORTS MAXIMAUX

a) Moment max à l'appui C

$$M_B = 768 \text{ KG.m}$$

$$M_C = M_{c1} + M_{c2} + M_{c3} = 306 + 95 + 241 = 642 \text{ KG.m}$$

$$M_E = 882 - \left| \frac{768 + 642}{2} \right| = + 177 \text{ KG.m}$$

b) Moment max en travée

$$M_B = 533$$

$$M_C = M_{c1} + M_{c2} = 306 + 95 = 401 \text{ KG.m}$$

$$M_E = 882 - \left| \frac{533 + 401}{2} \right| = 415 \text{ KG.m}$$

$$T(x) = 1069 - 648x + \left| \frac{533 - 401}{3,3} \right| = 1109 - 648x$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,71 \rightarrow \text{position de } M_{\max}$$

$$M(x) = -\frac{q x^2}{2} + |M_B| \left(\frac{x}{\ell} - 1 \right) - |M_C| \frac{x}{\ell} + \frac{9\ell x}{2}$$

$$M(1,71) = -\frac{648}{2} (1,71)^2 + 533 \left(\frac{1,71}{3,3} - 1 \right) - 401 \times \frac{1,71}{3,3} + \frac{648 \cdot 3,3 \cdot 1,71}{2}$$

$$M_{\max} = M(1,71) = 416 \text{ KG.m}$$

c) Moment mini en travée

$$M_B = 685 \text{ KG.m}$$

$$M_C = M_{c1} + M_{c3} = 306 + 241 = 547 \text{ KG.m}$$

$$M_E = 509 - \left| \frac{685 + 547}{2} \right| = -107 \text{ KG.m}$$

EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX

a) Max sur appui B

$$M_B = 768 \text{ KG.m}$$

$$M_C = 401 \text{ KG.m}$$

$$T_0 = 1069 \text{ KG}$$

$$T(x) = 1180 - 648x \quad \left| \rightarrow \quad T(B) = T(0) = 1180 \text{ KG} \right.$$

$$T(C) = T(3,3) = -958 \text{ KG}$$

b) Max sur appui C

$$M_B = 533 \text{ KG.m}$$

$$M_C = 642 \text{ KG.m}$$

$$T_0 = 1069 \text{ KG}$$

$$T(x) = 1036 - 648x \quad \left| \begin{array}{l} T(B) = T(0) = 1036 \text{ KG} \\ T(C) = T(3,3) = -1102 \text{ KG} \end{array} \right.$$

c) Partie centrale

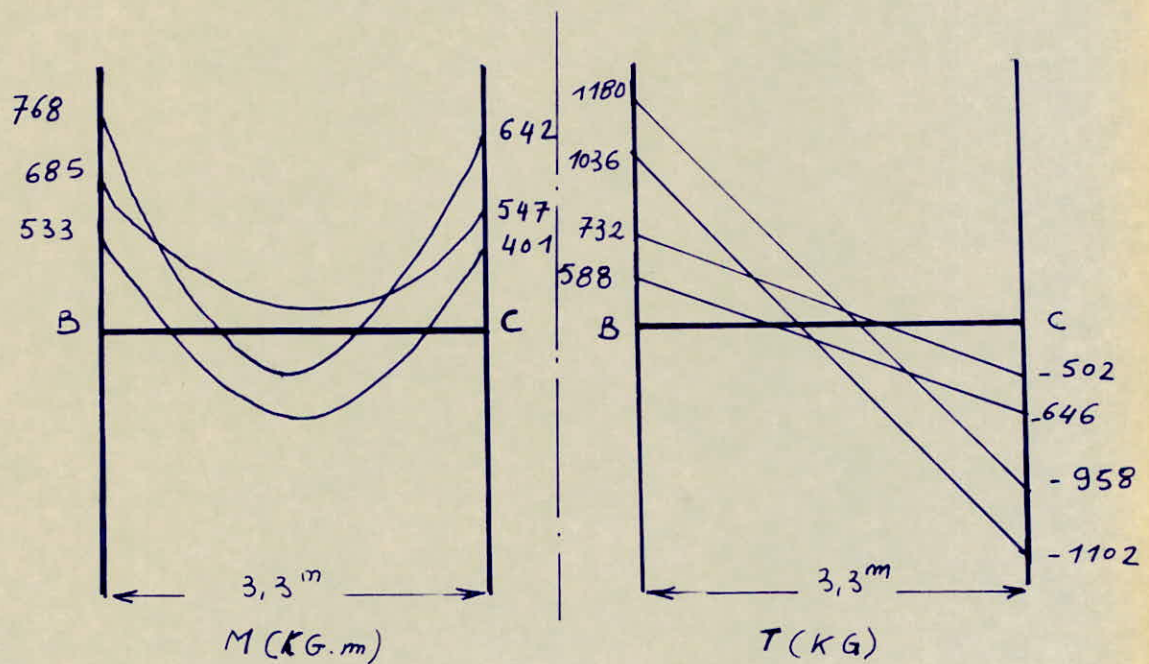
$$M_B = 685 \text{ KG.m}$$

$$M_C = 306 \text{ KG.m}$$

$$T_0 = 617 \text{ KG}$$

$$T(x) = 732 - 374x \quad \left| \begin{array}{l} T(B) = T(0) = 732 \text{ KG} \\ T(C) = T(3,3) = -502 \text{ KG} \end{array} \right.$$

EN RESUME POUR LA TRAVÉE BC



TRAVÉE CD

Appui C : voir Travée BC

$$\text{Appui D : } l_w' = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ m}$$

$$l_c' = 0,8 \times 3,3 = 2,64 \text{ m}$$

Cas fictifs:

1^{er} cas:

$$M_{w'} = \frac{2/3 \times 374 (3,6)^2}{8,5} = 380$$

$$M_c' = \frac{2/3 * 374 * (2,64)^2}{8,5} = 205$$

$$\Rightarrow M_{D_1} = \frac{380 * 3,6 + 205 * 2,64}{3,6 + 2,64} = 306 \text{ KG.m}$$

2^{ème} cas :

$$M_{W'} = \frac{274 * 3,6^2}{8,5} = 418$$

$$M_c' = 0$$

$$\rightarrow M_{D_2} = \frac{418 * 3,6 + 0}{3,6 + 2,64} = 241$$

3^{ème} cas :

$$M_{W'} = 0$$

$$M_c' = \frac{274 * (2,64)^2}{8,5} = 225$$

$$\rightarrow M_{D_3} = \frac{0 + 225 * 2,64}{2,64 + 3,6} = 95$$

CALCUL DES EFFORTS MAXIMAUX

a) Moment max sur l'appui D

$$M_c = M_D = M_{D_1} + M_{D_2} = M_{D_3} = 642 \text{ KG.m}$$

$$M_t = 1641 - \left| \frac{642 + 642}{2} \right| = 999 \text{ K.G.m}$$

b) Max en travée

$$M_c = M_D = M_{D_1} + M_{D_2} = 547 \text{ KG.m}$$

$$M_t = 1641 - \left| \frac{547 + 547}{2} \right| = 1094 \text{ KG.m}$$

$$T(x) = 1459 - 648x$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,25 \text{ m} \Rightarrow M_{\text{max}} \text{ en mi-travée}$$

$$M_{\text{max}} = 1094 \text{ KG.m}$$

c) Min en travée

$$M_c = M_D = M_{D_1} + M_{D_3} = 401 \text{ KG.m}$$

$$M_t = 947 - \left| \frac{401 + 401}{2} \right| = 546 \text{ KG.m}$$

EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX

a) Max sur appui C

$$M_c = 642$$

$$M_D = 547$$

$$T(x) = 1480 - 648x$$

$$\rightarrow T(C) = T(0) = 1480$$

$$T(D) = T(4,5) = -1436$$

b) Max sur appui D

$$M_C = 547 \text{ KG.m}$$

$$M_D = 642 \text{ KG.m}$$

$$T_0 = 1459 \text{ KG}$$

$$T(x) = 1438 - 648x \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(C) = 1438 \text{ KG} \\ T(D) = T(4,5) = -1478 \text{ KG} \end{array} \right.$$

c) Partie centrale :

$$\bullet M_C = 401 \text{ KG.m}$$

$$M_D = 306 \text{ KG.m}$$

$$T_0 = 842 \text{ KG}$$

$$T(x) = 863 - 374x \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(C) = T(0) = 863 \text{ KG} \\ T(D) = T(4,5) = -820 \text{ KG} \end{array} \right.$$

$$\bullet M_C = 306 \text{ KG.m}$$

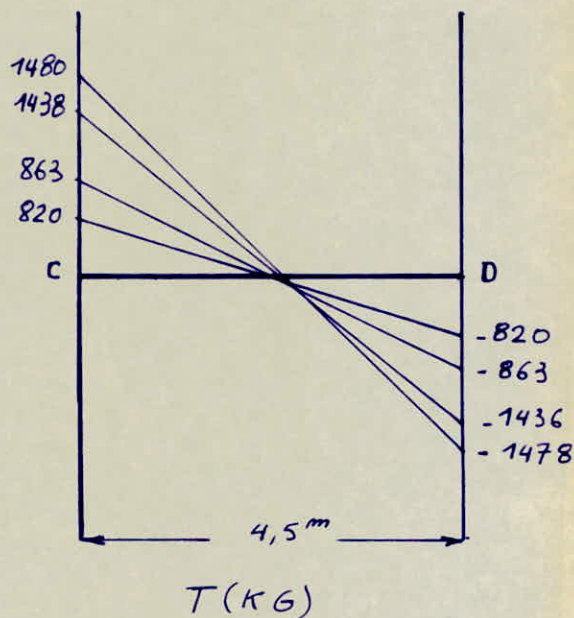
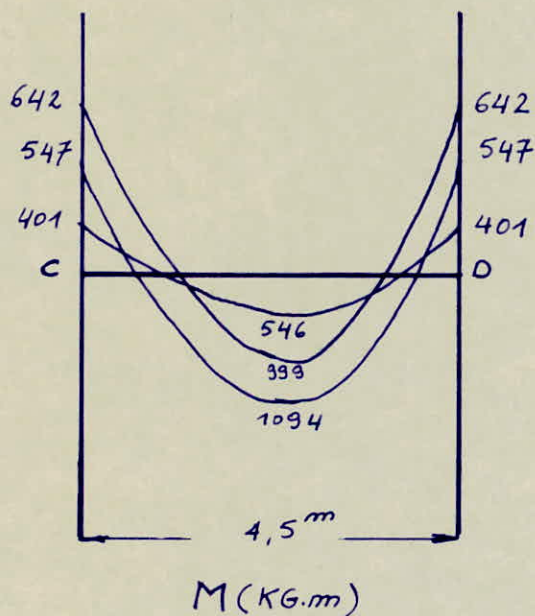
$$M_D = 401 \text{ KG.m}$$

$$T_0 = 842 \text{ KG}$$

$$T(x) = 821 - 374x \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(C) = T(0) = 820 \text{ KG} \\ T(D) = T(4,5) = -863 \text{ KG} \end{array} \right.$$

RÉSUMÉ POUR LA TRAVÉE CD



ÉTUDE DE LA TRAVÉE DE

APPUI B : voir Travée CD

$$\text{APPUI E } l_w' = 0,8 \cdot 3,3 = 2,64 \text{ m}$$

$$l_e = 4,5 \text{ m}$$

- Cas Fictifs

1er cas :

$$M_w' = \frac{213 \cdot 374 (2,64)^2}{8,5} = 204$$

$$M_e' = \frac{2/3 * 374 (4,5)^2}{8,5} = 594$$

$$\rightarrow M_{E1} = \frac{204 * 2,64 + 594 * 4,5}{2,64 + 4,5} = 450 \text{ KG.m}$$

2eme cas:

$$M_w' = \frac{274 * (2,64)^2}{8,5} = 225$$

$$M_e' = 0$$

$$\rightarrow M_{E2} = \frac{225 * 2,64 + 0}{2,64 + 4,5} = 83 \text{ KG.m}$$

3eme cas:

$$M_w' = 0$$

$$M_e' = \frac{234 * 4,5^2}{8,5} = 557$$

$$\rightarrow M_{E3} = \frac{0 + 557 * (4,5)}{2,64 + 4,5} = 351 \text{ KG.m}$$

EFFORTS MAXIMAUX

Moments maximaux:

a) Max à l'appui E

$$M_D = 642 \text{ KG.m}$$

$$M_E = M_{E1} + M_{E2} + M_{E3} = 884 \text{ KG.m}$$

$$M_t = 882 - \left| \frac{642 + 884}{2} \right| = 119 \text{ KG.m}$$

b) Max en travée

$$M_D = 401 \text{ KG.m}$$

$$M_E = M_{E1} + M_{E2} = 533 \text{ KG.m}$$

$$M_t = 882 - \left| \frac{401 + 533}{2} \right| = 415 \text{ KG.m}$$

$$T(x) = 1029 - 648x$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 1,59$$

$$M(1,59) = - \frac{648 * 1,59^2}{2} + 401 \left(\frac{1,59}{3,3} - 1 \right) - 533 * \frac{1,59}{3,3} + 648$$

$$* \frac{1,59 * 3,3}{2}$$

$$M_{max} = M(1,59) = 416 \text{ KG.m}$$

c) Min en travée

$$M_D = 547 \text{ KG.m}$$

$$M_E = M_{E1} + M_{E3} = 801 \text{ KG.m}$$

$$M_t = 509 - \frac{547 + 801}{2} = -165 \text{ KG.m}$$

EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX

a) Max Sur appui D

$$M_D = 642 \text{ KG.m}$$

$$M_E = 533 \text{ KG.m}$$

$$T_D = 1069 \text{ KG}$$

$$T(x) = 1102 - 648x \Rightarrow \begin{cases} T(D) = T(0) = 1102 \text{ KG} \\ T(E) = T(3,3) = -1036 \text{ KG} \end{cases}$$

b) Max Sur appui E

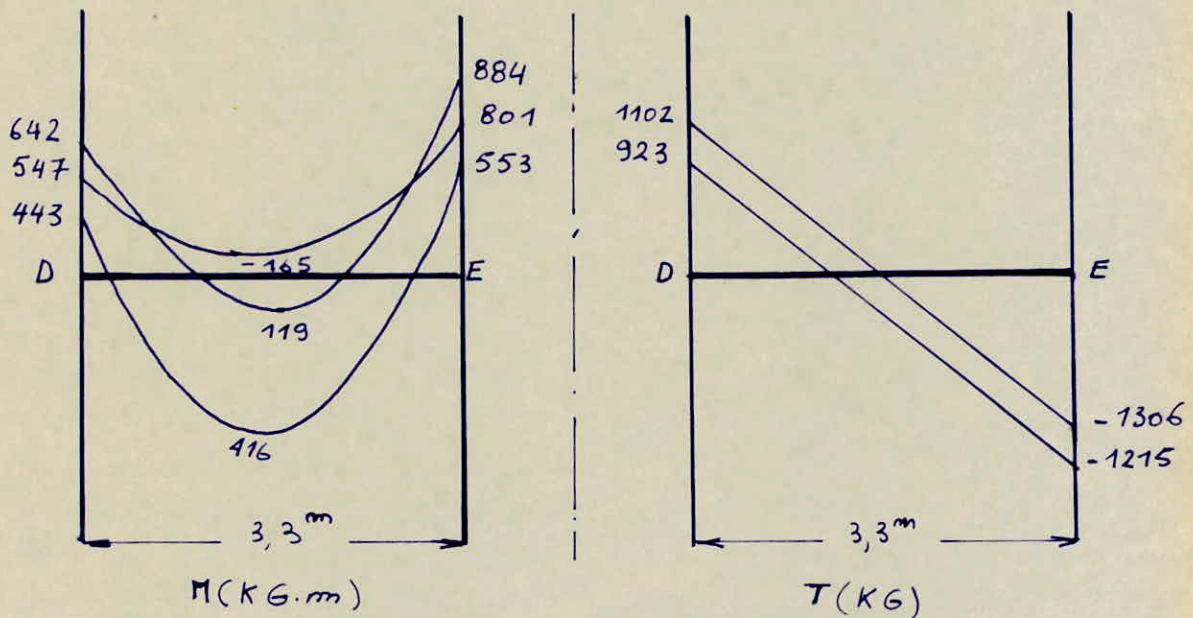
$$M_D = 401 \text{ KG.m}$$

$$M_E = 884 \text{ KG.m}$$

$$T_D = 1069 \text{ KG}$$

$$T(x) = 923 - 648x \Rightarrow \begin{cases} T(D) = T(0) = 923 \text{ KG} \\ T(E) = T(3,3) = -1215 \text{ KG} \end{cases}$$

RESUME POUR LA TRAVÉE DE



ETUDE DE LA TRAVÉE EF

Appui E : Voir travée DE

Appui F : $M_F = 0$

Moments maximaux

a) max à l'appui E

$$M_E = M_{E1} + M_{E2} + M_{E3} = 884 \text{ KG.m}$$

$$M_F = 0$$

$$M_E = 1540 - \frac{884 + 0}{2} = 1098 \text{ KG.m}$$

b/ Max en travée

$$M_F = 0$$

$$M_E = 801 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M_L = 1540 - \frac{801}{2} = 1140 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$T(x) = 1547 - 608x$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,55 \text{ m}$$

$$M(2,55) = -608 \frac{(2,55)^2}{2} + 801 \left(\frac{2,55}{4,5} - 1 \right) \cdot 0 + \frac{608 \cdot 4,5}{2} \cdot 2,55$$

$$M_{\max} = M(2,55) = 1165 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

c/ Min en travée

$$M_E = 533 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M_F = 0$$

$$M_L = 947 - \frac{533}{2} = 681 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX

a/ Max Sur Appui E

$$M_E = 884 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M_F = 0$$

$$T_0 = 1369 \text{ KG}$$

$$T(x) = 1565 - 608x \rightarrow \begin{cases} T(E) = T(0) = 1565 \text{ KG} \\ T(F) = T(4,5) = -1171 \text{ KG} \end{cases}$$

b/ Max Sur Appui F

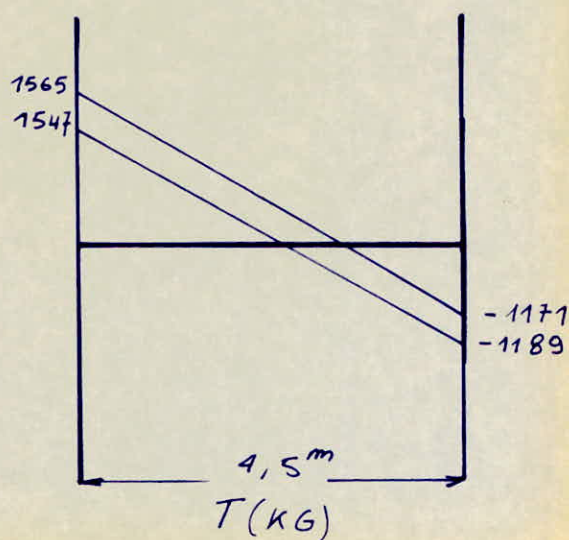
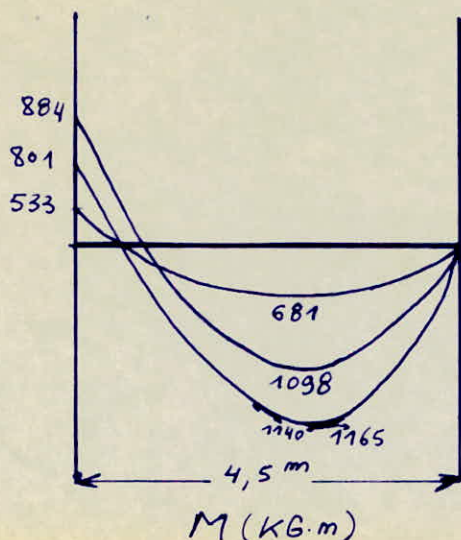
$$M_E = 801 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M_F = 0$$

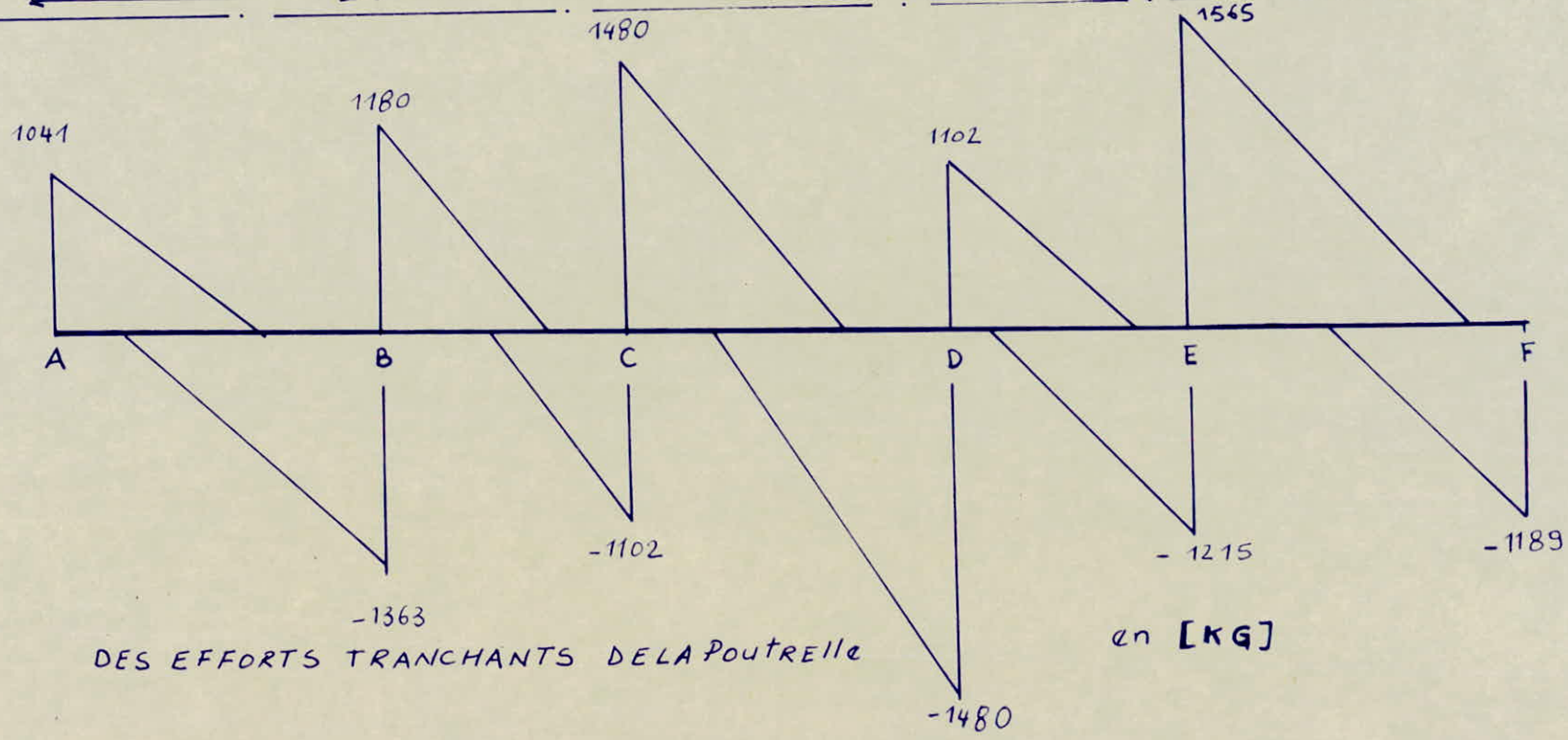
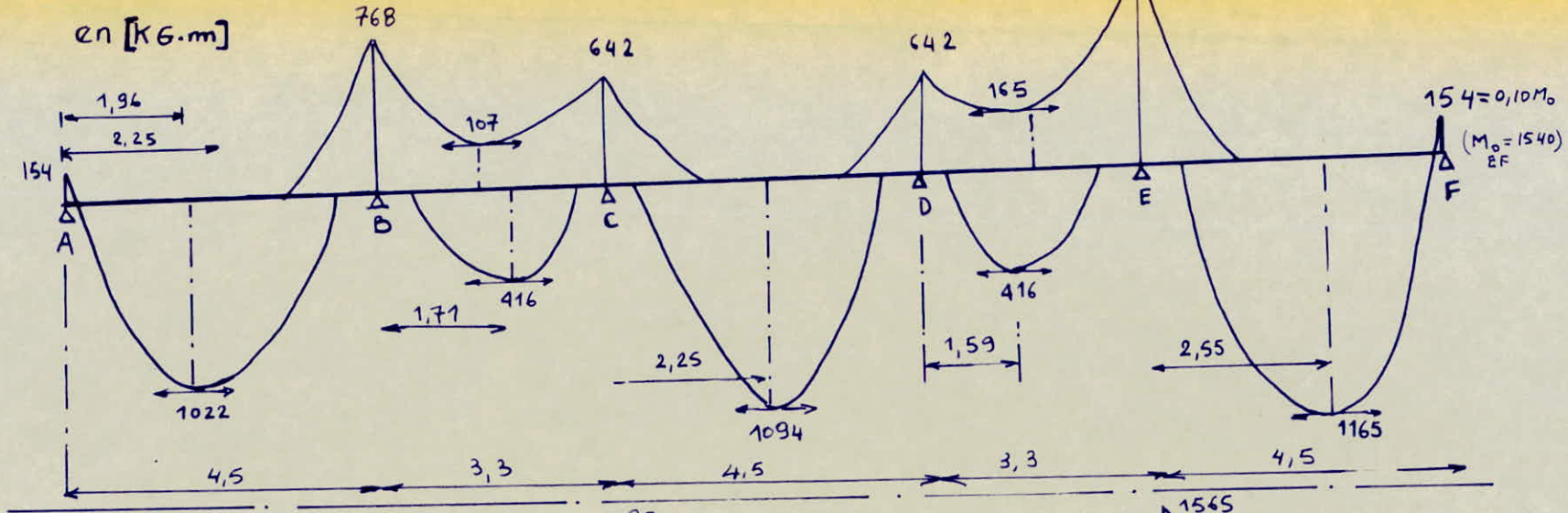
$$T_0 = 1369 \text{ KG}$$

$$T(x) = 1547 - 608x \rightarrow \begin{cases} T(E) = T(0) = 1547 \text{ KG} \\ T(F) = T(4,5) = -1189 \text{ KG} \end{cases}$$

RESUME POUR LA TRAVÉE EF



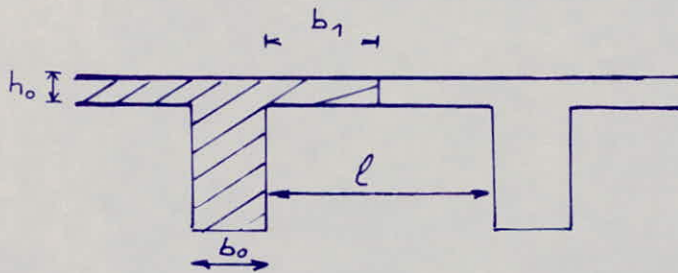
DIAGRAMMES : DES MOMENTS DE LA POUTRELLE



FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE

D'après le C.C.B.A (Art 23.3)
Le Hourdis qu'il y a ^{lieu} d'admettre comme faisant partie de la table de compression, de chaque côté d'une nervure de poutre flechie en T, à partir du parement de cette nervure, est limitée par la plus faible des valeurs indiquées ci après :

- * $b_1 < \frac{l}{2}$
- * $b_1 < \frac{L}{10}$: (L portée de la poutrelle entre nus d'appuis)
- * $b_1 = (6 \text{ à } 8) h_0$; (h_0 : épaisseur du Hourdis)



APPLICATION NUMERIQUE

$$l = 65 - 12 = 53$$

$$L = 330$$

$$h_0 = 5$$

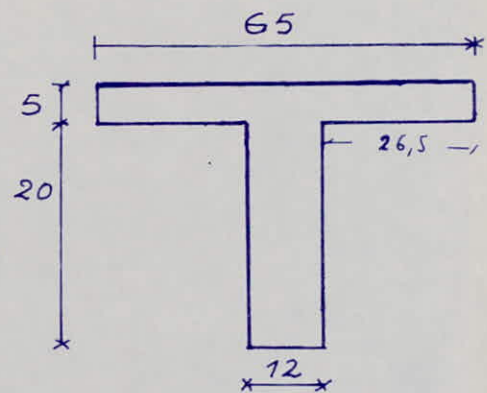
$$\bullet \frac{53}{2} = 26,5$$

$$\bullet 33$$

$$\bullet 8 \cdot 5 = 40$$

$$\rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 = 65 \text{ cm}$$



Determination des armatures

1) Armatures longitudinales

$$\text{APPUI E : } M_E = -884 \text{ kg.m}$$

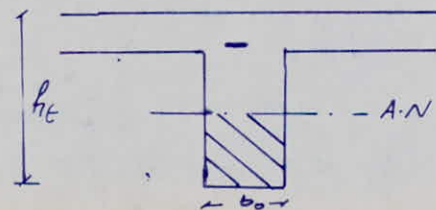
de moment à l'appui E est négatif donc la section à calculer est rectangulaire

Soit :

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$



La section étudiée étant soumise à la flexion simple elle sera ferrillée suivant la méthode de M^{rs} P. Chapon.

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = \frac{15 \times 88400}{2800 \times 12 \times 22^2} = 0,0815 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8843 \\ K = 28,2 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{88400}{2800 \times 0,8843 \times 22} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{28,2} = 99 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 162 \text{ KG/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

Choix des aciers :

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ KG/cm}^2 \quad (\phi \leq 20 \text{ mm})$$

$$A = 1,62 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ T16} \quad (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

APPUI B $M = -768 \text{ KG.m}$.

$$\mu = \frac{15 \times 76800}{2800 \times 12 \times 22^2} = 0,0708 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8911 \\ K = 30,9 \end{cases}$$

$$A = \frac{76800}{2800 \times 0,8911 \times 22} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{30,9} = 91 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

Choix des Aciers

$$A = 1,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ T14} \quad (A = 1,54 \text{ cm}^2)$$

APPUIS C; D $M = 642 \text{ KG.m}$

$$\mu = \frac{15 \times 64200}{2800 \times 12 \times 22^2} = 0,0592 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8990 \\ K = 34,5 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = 81,2 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{64200}{2800 \times 0,8990 \times 22} = 1,16 \text{ cm}^2$$

on adopte: 1 T14 $(A = 1,54 \text{ cm}^2)$

APPUIS A; F

$$\mu = \frac{15 \times 15400}{2800 \times 12 \times 22^2} = 0,0142 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9471 \\ K = 79,5 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = 35,22 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{15400}{2800 * 0,9471 * 22} = 0,26 \text{ cm}^2$$

on prend 1 T 8 = 0,5 cm²

Disposition des barres.

Le nombre de files de barres que l'on peut disposer dans une largeur b_0 (cm) peut être donné par la règle empirique suivante :

$$n = \frac{b_0}{8} = \frac{12}{8} \approx 2$$

a) Détermination de l'enrobage e :

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ cm (local couvert)} \\ \phi_{\max} = 1,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit $e = 2 \text{ cm}$

b) Le Granulat utilisé est concassé
la distance horizontale entre deux armatures
doit être au moins égale à :

$$W \geq \left\{ \begin{array}{l} \phi_{\max} \\ 7,5 C_8 \text{ (cor 1 nappe)} \end{array} \right. \rightarrow W \geq \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \text{ cm} \\ 7,5 * 2,5 = 3,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$W' = 3,5 \text{ cm}$$

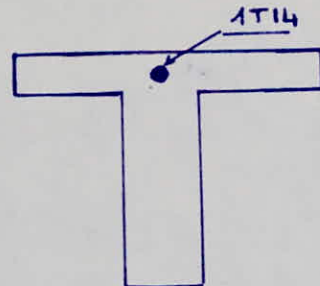
* on fait la vérification de l'appui E

$$W' = b_0 - 2e - \phi = 12 - 2 * 2 - 1,6 = 6,4 \text{ cm} > 3,5 \text{ cm}$$

donc vérifié

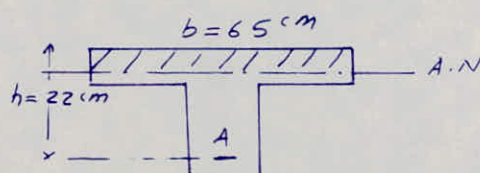
$$d = e + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{1,6}{2} = 2,8 < 3 \text{ cm (EN SÉCURITÉ)}$$

Conclusion: des armatures, calculées précédemment
sont valables



Ferraillages des Sections entraînées

$$\begin{aligned} h_0 &= 5 \text{ cm} \\ h &= 22 \text{ cm} \\ b &= 65 \text{ cm} \end{aligned}$$



* Section de la travée EF (la plus sollicitée) $M = 1165 \text{ KG.m}$

$$\mu = \frac{15 * 116500}{2800 * 65 * 22^2} = 0,0198 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9383 \\ K = 66 \\ \alpha = 0,1852 \end{cases}$$

$$\alpha h = 4,07 < h_0 = 5 \text{ cm}$$

$\alpha h < h_0 \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table et la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur h .

$$A = \frac{116500}{2800 * 0,9383 * 22} = 2,02 \text{ cm}^2$$

on adopte 2 T12 ($A = 2,26 \text{ cm}^2$)

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 42,42 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

* Travée CD: $M = 1094 \text{ KG.m}$

$$\mu = \frac{15 * 109400}{2800 * 65 * 22^2} = 0,0186 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9398 \\ K = 68 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = 41,76 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{109400}{2800 * 0,9398 * 22} = 1,89 \text{ cm}^2$$

on adopte 2 T12 ($A = 2,26 \text{ cm}^2$)

* Travée AB: $M = 1022 \text{ KG.m}$

$$\mu = 0,0174 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9419 \\ K = 71 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = 39,44 \text{ KG/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 1,76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte 2 T12 (} A = 2,26 \text{ cm}^2 \text{)}$$

* Travée BC et DE $M = 416 \text{ KG/cm}^2$

$$\mu = 0,0070 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9621 \\ K = 117 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = 24 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 0,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ T8 (} A = 1,00 \text{ cm}^2 \text{)}$$

on remarque : que d et w' sont vérifiés aussi.

ARMATURES TRANSVERSALES

* Travée AB :

L'effort tranchant est max sur l'appui B

$$\bar{z} = \frac{7}{8} h = 19,25 \text{ cm}$$

la contrainte tangente du plan neutre est :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \bar{z}} = \frac{1363}{12 \times 19,25} = 5,9 \text{ KG/cm}^2$$

Pour pouvoir utiliser des cadres \perp à la ligne moyenne il faut que :

$$\bullet \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}_b' < \sigma_b' < 2 \bar{\sigma}_b'$$

$$\bullet \tau_b < 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b'$$

dans notre cas :

$$\text{Appui B : } \sigma_b' = 91 \text{ KG/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' < \sigma_b' < 2 \bar{\sigma}_b'$$

$$\text{OR : } \tau_b < \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{91}{81}\right) \times 7 = 23,64 \text{ KG/cm}^2$$

\Rightarrow on peut utiliser des cadres \perp à la ligne moyenne.

• On suppose que la dalle et la poutrelle sont coulées sans reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right\}_{2/3} \bullet \sigma_{en} = \max \left\{ 1 - \frac{5,9}{9 \times 7} \right\}_{2/3} \bullet \sigma_{en}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,9 \times 2400 = 2160 \text{ KG/cm}^2$$

l'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit être au plus égal à :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \neq 16 \\ t_2 = 0,2 h = 4,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on doit avoir : $t \leq \bar{t} = 16 \text{ cm}$.

CALCUL DE t

On choisit un cadre $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

$$t \leq A_t \cdot \frac{\gamma}{T} \bar{\sigma}_{at} = 0,56 \cdot \frac{19,25}{1363} \cdot 2160 \approx 17 \text{ cm}$$

on prend $t = 16 \text{ cm} = \bar{t}$

ESPACEMENTS:

On peut appliquer la règle de Caquot

car on a:

- Une section constante
- charge uniforme

la portée étant:

$$l = 4,5 \text{ m} \Rightarrow \frac{l}{2} = 2,25 \text{ m}$$

• $n_{b_{1e}}$ nb de repartition :	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
• $n_{b_{1e}}$ cumulé :	2,25	4,5	6,75	9	11,25
• $n_{b_{1e}}$ arrondi cumulé :	2	5	7	9	11
• $n_{b_{1e}}$ pratique de repart :	2	3	2	2	2

on a donc :

$$1 \times 8 + 2 \times 16 + 3 \times 20 + 2 \times 25 + 2 \times 35$$

APPUI: A

$$T = 1041 \text{ KG}$$

$$M = -154 \text{ KG}$$

$$\delta = \frac{7}{8} h = 19,25 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \delta} = 4,5 \text{ KG/cm}^2$$

• $\tau_b' < \bar{\tau}_{b0}$ on doit avoir $\tau_b < 3,5 \bar{\tau}_b = 24,5 \text{ KG/cm}^2$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

on peut utiliser des cadres \perp à la ligne moyenne:

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{4,5}{9,7} \\ \frac{2}{3} \end{array} \right\} \cdot 2400 = 2229 \text{ KG/cm}^2$$

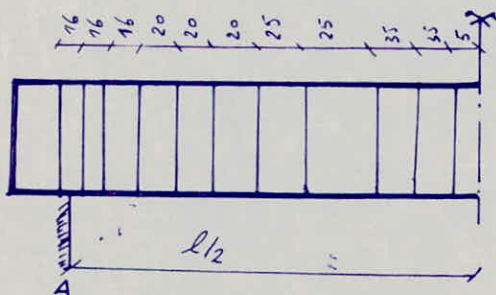
$$\bar{t}_1 = 22 \left(1 - 0,3 \frac{4,5}{7} \right) \approx 17 \text{ cm} \quad \left| \Rightarrow \quad \bar{t} = 17 \text{ cm} \right.$$

$$\bar{t}_2 = 0,2 \cdot 22 = 4,4 \text{ cm}$$

$$t \leq 0,56 \cdot \frac{19,25}{1041} \cdot 2229 = 23 \text{ cm}$$

on choisit $t = 16 \text{ cm} < \bar{t} = 17 \text{ cm}$

ESPACEMENTS : $1 \times 8 + 2 \times 16 + 3 \times 20 + 3 \times 25 + 2 \times 35$



* TRAVÉE BC

$$T = 1180 \text{ KG}$$

$$M = -768 \text{ KG}$$

$$\sigma_b' = 91 \text{ KG/cm}^2$$

$$z = 19,25 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 5,1 \text{ KG/cm}^2 \quad \text{on a } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2206 \text{ KG/cm}^2$$

$$\bar{E} = 17 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad t \leq 20 \text{ cm}$$

on choisit $t = 16 \text{ cm}$

Serie de caquot

$$l = 3,3 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad l/2 = 1,65 \text{ m}$$

$$\rightarrow 1 \times 8 + 2 \times 16 + 1 \times 20 + 2 \times 25 + 2 \times 35 + 1 \times 60$$

* APPUI C

$$T = -1102 \text{ KG}$$

$$M = -642 \text{ KG} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_b' = 81 \text{ KG/cm}^2$$

$$\sigma_b' \approx \bar{\sigma}_{b0} \quad \text{on doit avoir } \tau_b < 3,5 \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1102}{19 \times 19,25} = 4,78 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{on utilisera}$$

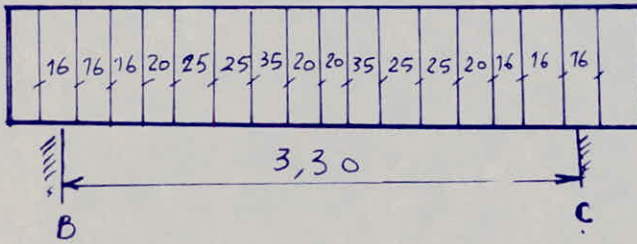
$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{4,78}{9,7}\right) \times 2400 = 2218 \text{ KG/cm}^2$$

$$\bar{E} = 22 \left(1 - 0,3 \frac{4,78}{9,7}\right) \approx 17 \text{ cm}$$

$$t \leq 0,56 \times \frac{19,25}{1102} \times 2218 \approx 21 \text{ cm}$$

on choisit $t = 16 \text{ cm}$

Serie de caquot : $1 \times 8 + 2 \times 16 + 1 \times 20 + 2 \times 25 + 2 \times 35 + 1 \times 60$



* TRAVÉE CD

APPUI C et D

$$M/I = 1480 \text{ KG} \cdot \text{m}$$

$$M = -642 \text{ KG}$$

$$\sigma_b' = 81 \text{ KG/cm}^2$$

$$\sigma_b = 6,4 \text{ KG/cm}^2 < 24,5 \text{ KG/cm}^2 = \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{qt} = \left(1 - \frac{6,4}{9 \cdot 7}\right) \cdot 2400 = 2156 \text{ KG/cm}^2$$

$$\bar{E} = 22 \left(1 - 0,3 \frac{6,4}{7}\right) = 16 \text{ cm}$$

$$t \leq \frac{0,56 \cdot 19,25 \cdot 2156}{1480} = 15,70 \neq 16 \text{ cm}$$

on choisit $t = 16 \text{ cm}$

$$\Rightarrow 1 \cdot 8 + 2 \cdot 16 + 3 \cdot 20 + 2 \cdot 25 + 2 \cdot 35$$

* TRAVÉE DE

APPUI D :

$$T = 1102 \text{ KG}$$

$$M = -642 \text{ KG} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_b' = 81 \text{ KG/cm}^2$$

voir APPUI C de la travée BC

$$1 \cdot 8 + 2 \cdot 16 + 1 \cdot 20 + 2 \cdot 25 + 2 \cdot 35 + 1 \cdot 60$$

* APPUI E

$$T = -1215 \text{ KG}$$

$$M = -884 \text{ KG} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_b' = 99 \text{ KG/cm}^2$$

$$\bar{z} = 19,25 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 5,26 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{99}{81}\right) \cdot 7 = 23 \text{ KG/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{qt} = 2200 \text{ KG/cm}^2 \rightarrow \bar{E} = 17 \text{ cm}$$

$$t \leq 19 \text{ cm}$$

on choisit $t = 16 \text{ cm}$

$$1 \cdot 8 + 2 \cdot 16 + 1 \cdot 20 + 2 \cdot 25 + 2 \cdot 35 + 1 \cdot 60$$

* TRAVÉE EF

• APPUI E : $T = 1565 \text{ KG}$; $M = -884 \text{ KG}\cdot\text{m}$; $\sigma_b' = 99 \text{ KG/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{1565}{12 \times 19,25} = 6,78 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{6,78}{9 \times 7}\right) \times 2400 = 2142 \text{ KG/cm}^2$$

$$\bar{E} = 22 \left(1 - 0,3 \frac{6,78}{7}\right) = 15,6 \neq 16 \text{ cm}$$

$$t \leq 0,56 \times \frac{19,25}{1565} \times 2142 = 14,75 \text{ cm} \Rightarrow t = 14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1 \times 7 + 2 \times 14 + 3 \times 17 + 2 \times 22 + 2 \times 29$$

• APPUI F :

$T = 1189 \text{ KG}$; $M = 154 \text{ KG}\cdot\text{m}$; $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b'$

$$\tau_b = \frac{1189}{12 \times 19,25} = 5,15 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

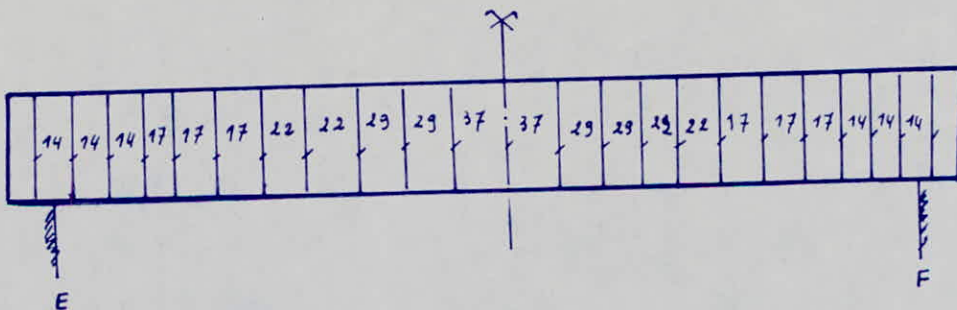
$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{5,15}{9 \times 7}\right) \times 2400 = 2204 \text{ KG/cm}^2$$

$$\bar{E} = 22 \left(1 - 0,3 \times \frac{5,15}{7}\right) = 17 \text{ cm}$$

$$t \leq 0,56 \times \frac{19,25}{1189} \times 2204 = 20 \text{ cm}$$

on choisit $t = 14 \text{ cm}$

$$\Rightarrow 1 \times 7 + 2 \times 14 + 3 \times 17 + 2 \times 22 + 2 \times 29 + 2 \times 42$$



VERIFICATIONS DIVERSES

* Condition de non Fragilité:

$$A_2 = bh * 0,69 * \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,304 \text{ cm}^2$$

on remarque que $\forall A$ on a $A > A_2 \Rightarrow$ Condition Verifiée

* Transmission des efforts aux appuis:

On doit avoir : $A_L > \frac{T}{\sigma_a}$ (A_L : armatures longitudinales)

l'appui F : $T_{max} = 1189 \text{ KG}$

comme les aciers qu'on a laissés filer sont 2 T12

$$\Rightarrow A_L = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{T}{\sigma_a} = \frac{1189}{2800} = 0,42 \text{ cm}^2 < A_L = 2,26 \text{ cm}^2 \quad (\text{Verifiée})$$

* Calcul du Crochet:

$T_F = 1189 \text{ KG}$ donc les armatures doivent être ancrées pour résister à cet effort

à cet effort correspond : $\sigma_a = \frac{T}{A_L} = \frac{1189}{2,26} = 526 \text{ KG/cm}^2$

la contrainte d'adhérence dans une zone d'ancrage normal est:

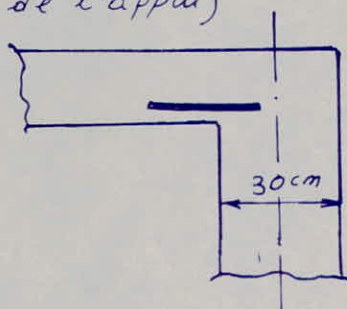
$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 * (1,5)^2 * 7 = 19,7 \text{ KG/cm}^2$$

la longueur de scellement doit être:

$$l_d = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1,2}{4} * \frac{526}{19,7} = 8 \text{ cm}$$

$$l_d < \frac{30 \text{ cm}}{2} \quad (\frac{30 \text{ cm}}{2} \text{ est la largeur de l'appui})$$

Donc : Crochet non nécessaire.



* APPUIS INTERMEDIAIRES

la section minimale des armatures tendues en travée conduite jusqu'à un appui où le moment est M (en valeur algébrique) doit pouvoir équilibrer un effort égal à :

$$T + \frac{M}{z}$$

On remarque que pour :

$$T_{\max} = 1565 \text{ KG}$$

$$M_{\min} = -642 \text{ KG.m}$$

$$z = 19,25 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = 1565 - \frac{64200}{19,25} < 0$$

→ tous les appuis sont vérifiés.

* flèche :

D'après C.C.B.A (art 58.4) on peut ne pas vérifier la flèche si :

$$1^* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$2^* \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{\text{en}}}$$

$$3^* \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

da 3^{ème} condition :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{25}{450} = 0,06$$

$$\frac{1}{22,5} = 0,05$$

donc pour $l = 4,5^m$ et $l = 3,3^m$ on a $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5}$ (vérifier)

da 2^{ème} condition :

$$\text{pour } A_{\max} = 2T_{12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{b_0 h} = 8,56 \cdot 10^{-3} \quad \text{et} \quad \frac{36}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{36}{4200} = 8,57 \cdot 10^{-3}$$

donc pour toutes les travées on a $\frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{\text{en}}}$

da 1^{ère} condition :

pour :

① Travée AB :

$$M_0 = 1342 \text{ KG.m}$$

$$M_t = 1022 \text{ KG.m}$$

$$l = 4,5^m$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 1342 \text{ KG.m} \\ M_t = 1022 \text{ KG.m} \\ l = 4,5^m \end{array} \right\} \frac{h_t}{l} = 0,056 > \frac{1}{15} \frac{M_0}{M_t} = 0,51$$

(vérifier)

② Travée BC :

$$M_0 = 1342,882 \text{ KG.m}$$

$$M_t = 416 \text{ KG.m}$$

$$l = 3,6^m$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 1342,882 \text{ KG.m} \\ M_t = 416 \text{ KG.m} \\ l = 3,6^m \end{array} \right\} \frac{h_t}{l} = 0,076 > \frac{1}{15} \frac{M_0}{M_t} = 0,03$$

(vérifier)

③ travée CD:

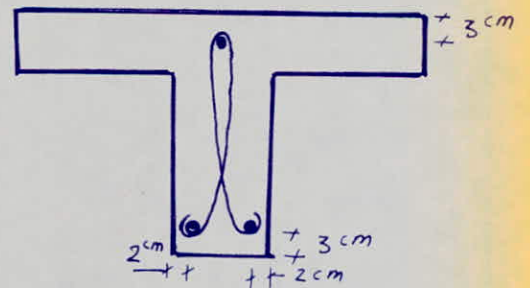
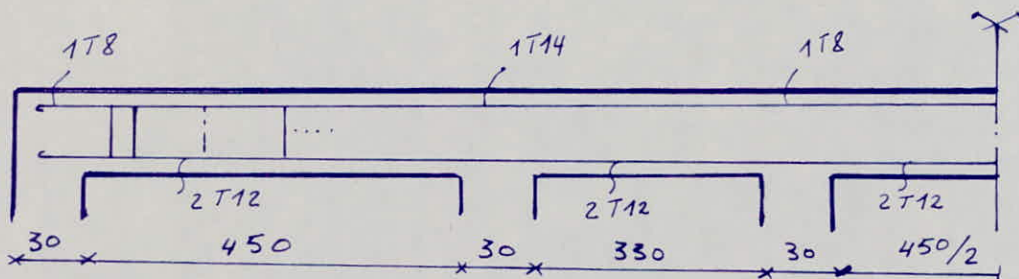
$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 1641 \text{ KG}\cdot\text{m} \\ M_t = 1094 \text{ KG}\cdot\text{m} \\ l = 4,5 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow 0,56 > 0,04 \quad (\text{veu fiée})$$

④ travée DE

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 882 \text{ KG}\cdot\text{m} \\ M_t = 416 \text{ KG}\cdot\text{m} \\ l = 3,3 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = 0,030 < \frac{h_t}{l} = 0,075 \quad (\text{veu fiée})$$

⑤ travée EF

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 1540 \text{ KG}\cdot\text{m} \\ M_t = 1165 \text{ KG}\cdot\text{m} \\ l = 4,5 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{l} = 0,056 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = 0,050 \quad (\text{veu fiée})$$

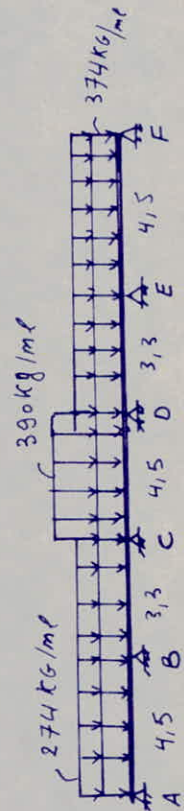
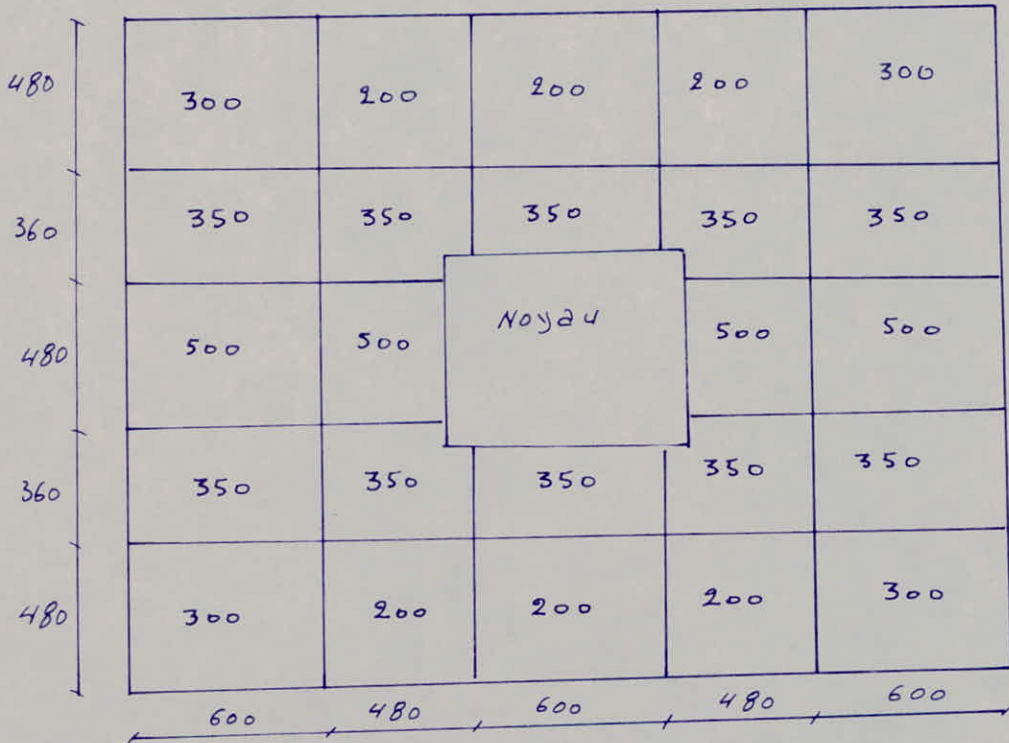


ETUDE DU PLANCHER DU 3^{eme} étage

* Charges Permanentes:

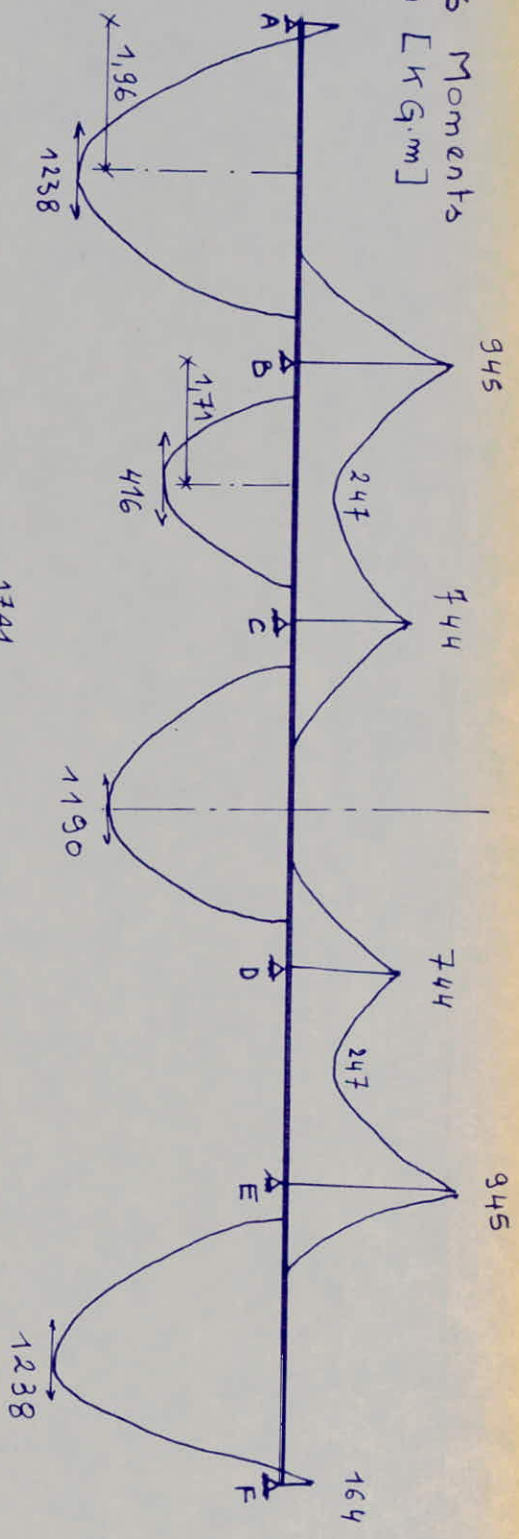
$$G = 575 \text{ kg/cm}^2 \text{ (idem 2^{eme} étage)}$$

* Surcharges

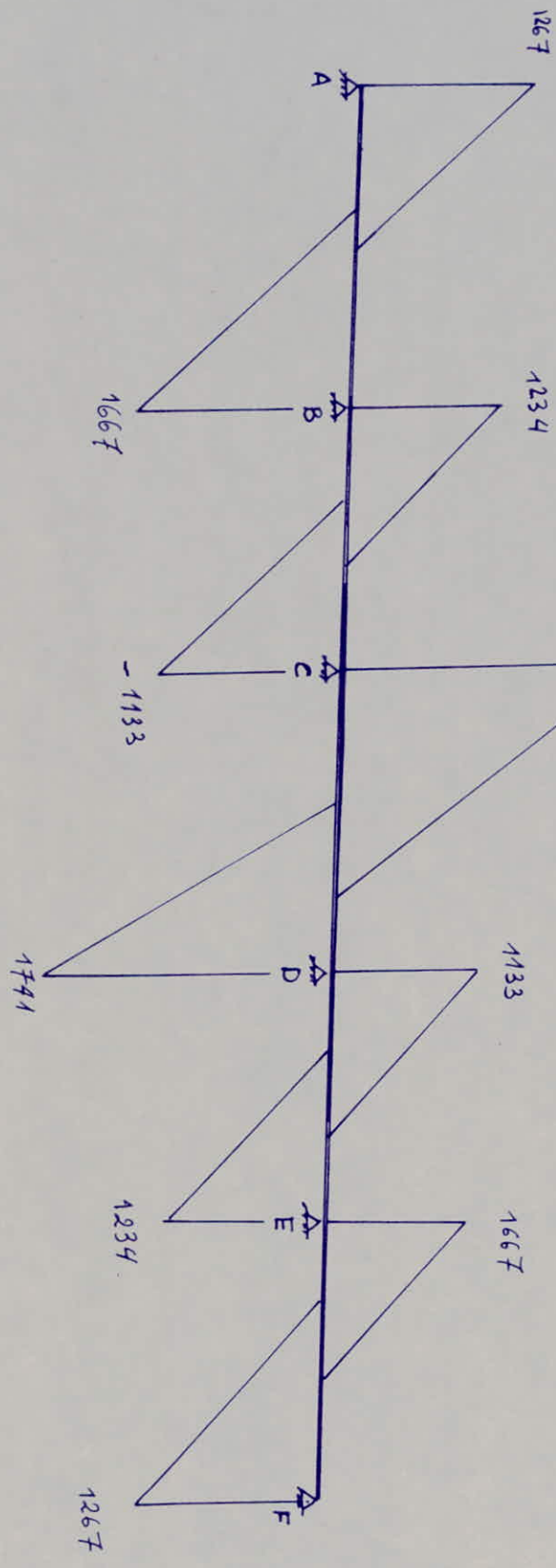


Diagrammes :

DES Moments
en [Kg.m]



DES efforts tranchants
en [Kg]



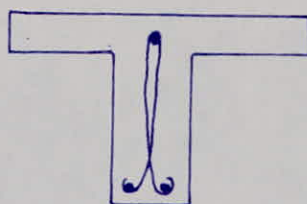
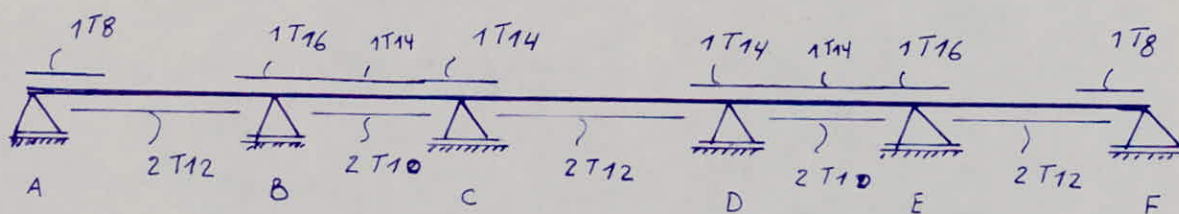
FERRAILLAGE

en travées

Travée	M(kg.m)	μ	K	ϵ	A(cm ²)	on ado. Pte	A(cm ²)	σ'_b
AB et FE	1238	0,0211	63,5	0,9363	2,14	2T12	2,26	49
BC et ED	416	0,0070	117	0,9621	0,7	2T10	1,57	24
CD	1190	0,0203	65	0,9375	2,06	2T12	2,26	43

en appuis

APPUI	M(kg.m)	μ	K	ϵ	A(cm ²)	on ado. cm ² Pte	ϕ	σ'_b
A et F	-164	0,0151	76,5	0,9454	0,28	0,5	2T8	37
B et E	-945	0,0872	27	0,8810	1,74	2,01	1T16	104
C et D	-744	0,0686	31,5	0,8925	1,35	1,54	1T14	89



ETUDE DU PLANCHER DU 4^{eme} étage

Charge permanente.

Plancher 20+5	300 KG/m ²
Forme de Pente	110 "
Etanchéité	50 "
Gravillon	160 "
G = 620 KG/m²	

$G = 620 \text{ KG/m}^2$

niveau du local

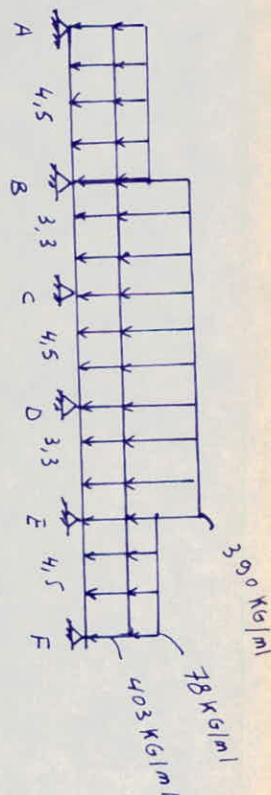
Plancher 20+5	300 KG/m ²
Carrelage	120 "
Enduit	30 "
cloisons	125 "
G = 575 KG/m²	

$G = 575 \text{ KG/m}^2$

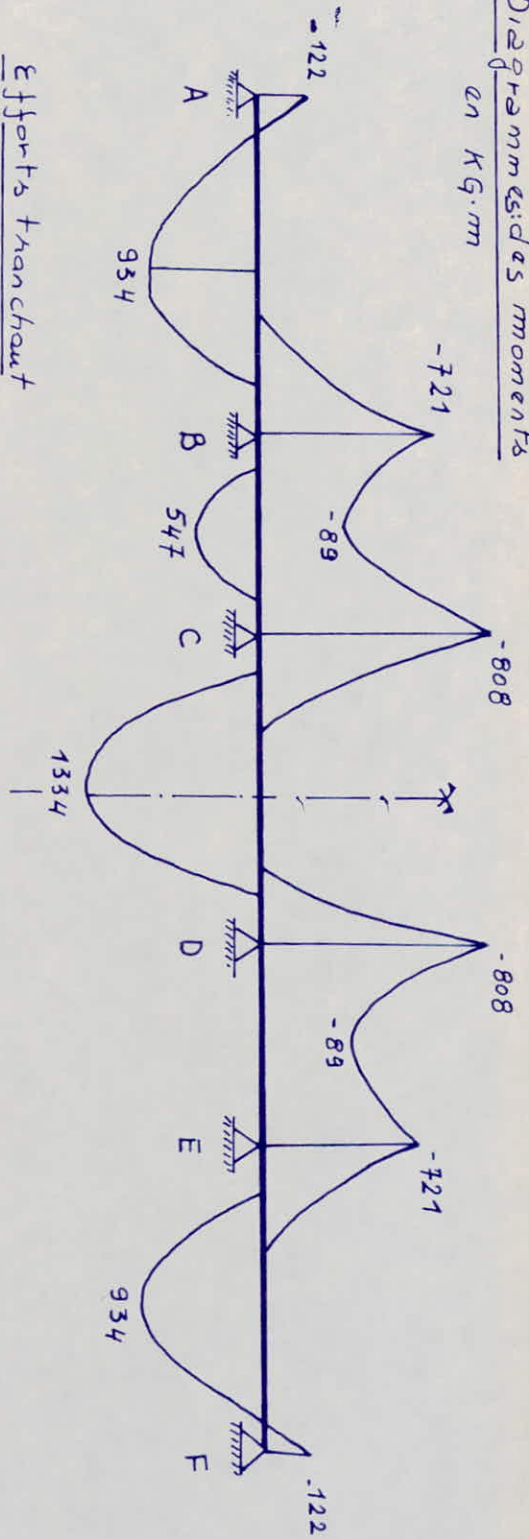
On prend la charge permanente $G = 620 \text{ KG/m}^2$ dans tout le niveau du 4^{eme} étage.

Surcharges (en KG/m²)

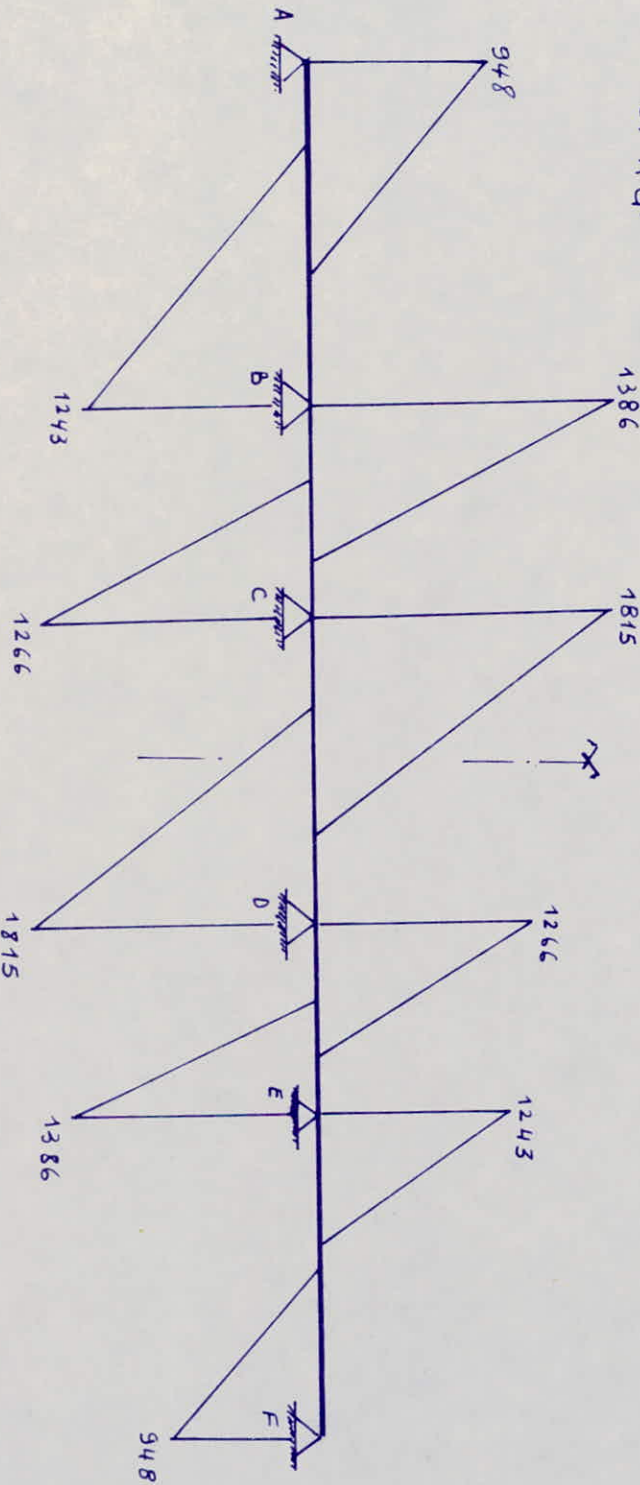
100	100	100	100	100
100	500	500	500	100
100	500	Noyau	500	100
100	500	500	500	100
100	100	100	100	100



Diagrammes des moments
en Kg.m



Efforts tranchants
en Kg.



Armatures Inferieures

Travée	M (KG.m)	μ	α	K	ϵ	A (cm ²) calcul	ϕ	A (cm ²) adop	σ_b' (KG/cm ²)
AB=EF	934	0,0159	0,1675	74,5	0,9442	1,61	2T12	2,26	37,6
BC=DE	547	0,0093	0,1304	100	0,9565	0,93	2T8	1,00	28
CD	1334	0,0227	0,1974	61	0,9342	2,32	2T14	3,08	46

Armatures Superieures

Appui	M (KG.m)	μ	α	K	ϵ	A (cm ²) calcul	ϕ	A (cm ²) adop	σ_b' (KG/cm ²)
A=F	122	0,0021	0,0638	220	0,9787	0,2	1T8	0,5	12,73
B=E	721	0,0123	0,1485	86	0,9505	1,23	1T14	1,54	32,56
C=D	808	0,0138	0,1571	80,5	0,9476	1,38	1T14	1,54	34,78

Verifications Diverses

- Condition de non fragilité (C.C.B.A 68 art 52)

$$A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{an}} = 0,69 \cdot 12 \cdot 22 \cdot \frac{7}{4200} = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max \left\{ A_{ad}; \min(1,2 A_{ad}; A_2) \right\} = A_2$$

$$A \geq 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A^{min} = 0,5 \text{ cm}^2 > 0,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Verifiée pour toutes les travées}$$

- Fissuration

Travée	$\bar{\omega}_f$	σ_1 (KG/cm ²)	σ_2 (KG/cm ²)
AB=EF	0,0314	4779	2840
BC=DE	0,0139	3661	3478
CD	0,0428	5138	2629

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \Rightarrow \text{(Verifiée)}$$

APPUI	$\bar{\omega}_j$	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)
A=F	0,0069	1947	3478
B=E=C=D	0,0214	3022	2629

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \Rightarrow (\text{vérifié})$$

• Vérification de la flèche

$$1) \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$2) \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$3) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

Si ces trois conditions sont vérifiées, le règlement préconise qu'il est inutile de faire la vérification des flèches.

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

Travée	A/bh 10^{-3}	$36/\bar{\sigma}_{en}$ 10^{-3}	M_t (kg.m)	M_0 (kg.m)	$M_t/15M_0$	l (cm)	$\frac{h_t}{l}$ (cm) $\frac{h_t}{l}$ (cm)	$\frac{1}{22,5}$
AB=EF	8,56	8,57	934	1218	0,051	450	0,056	0,044
BC=DE	3,79	8,57	547	1079,5	0,034	330	0,076	0,044
CD	11,6	8,57	1334	2007	0,044	450	0,056	0,044

Conclusion :

Pour les travées : AB, EF, BC et DE Les 3 conditions sont vérifiées
 \rightarrow donc inutile de faire la vérification des flèches.

Pour la travée CD, la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc il faut faire la vérification de la flèche pour cette travée.

• Vérification de la flèche (travée CD)

des moments en travée sont égaux à

$$\cdot M_{D1} = 330 \text{ kg.m (charge permanente)}$$

$$\cdot M_{D2} = \frac{343}{1,2} = 286 \text{ kg.m}$$

$$\cdot M_{D3} = 113 \text{ kg.m}$$

$$\text{Max en travée : } M_c = M_D = M_{D1} + M_{D2} = 616 \text{ kg.m.}$$

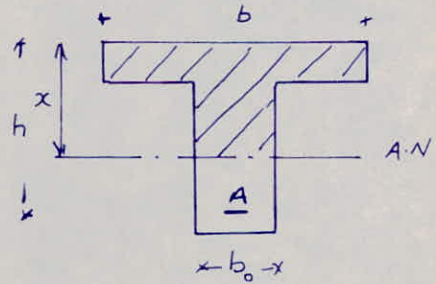
$$q = 403 + 325 = 728 \text{ kg/ml} \rightarrow M_0 = 1842 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 1842 - \frac{616 + 616}{2} = 1226 \text{ kg.m}$$

determination de l'axe neutre:

$$\frac{bx^2}{2} - mA(h-x) - b_0 \frac{(h_t-x)^2}{2} - (b-b_0) \frac{(h_0-x)^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow x = 14,91 \text{ cm}$$



I_E : inertie total de la section:

$$I_E = \frac{bx^3}{3} - \frac{(b-b_0)(x-h_0)^3}{3} = 61054 \text{ cm}^4$$

$$\tilde{w} = \frac{A}{b_0 \cdot h} = 0,0116$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \tilde{w}} = 3,28$$

$$\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 1,312$$

$$\left. \begin{array}{l} h = 22 \text{ cm} \\ h_t = 25 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 85 \text{ cm} \\ A = 3,08 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 7 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

La contrainte des armatures tendues:

$$\sigma_a = \frac{M_t}{3A} = \frac{122600}{19,25 \cdot 3,08} = 2068 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Pour la charge } q)$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\tilde{w}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 0,286$$

$$\sigma_a = \frac{M_{t0}}{3A} ; M_{t0} = \frac{ql^2}{8} - M_{01} = 1020 - 330 = 690 \text{ kg.m}$$

$$\rightarrow \sigma_a = 1164 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \cdot 7}{4 \cdot 0,0116 \cdot 1164 + 3 \cdot 7} = 0,53$$

module de deformation Longitudinale:

$$E_U = 126000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 3E_U = 378000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{g00} = \frac{M_g l^2}{10 E_U \cdot I_{fU}} ; f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} ; f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i \cdot I_{fi}}$$

$$I_{fU} = \frac{I_E}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{61054}{1 + 1,312 \cdot 0,53} = 36012,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{I_E}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{61054}{1 + 3,28 \cdot 0,53} = 22296 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_{\infty}} = \frac{69000 (4,5)^2 \cdot 100^2}{10 \cdot 126000 \cdot 36012,4} = 3,079 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

$$f_{g_1} = \frac{122600 (450)^2}{10 \cdot 378000 \cdot 22296} = 2,94 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = \frac{69000 \cdot (450)^2}{10 \cdot 378000 \cdot 22296} = 1,66 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

Flèche totale: $\Delta f_t = f_{g_{\infty}} + f_{g_1} - f_{g_0}$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 4,36 \cdot 10^{-1} \approx 0,44 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

} $\Rightarrow \Delta f_t < \bar{f}$
donc la flèche est vérifiée

Vérification de l'adhérence (C.C.B.A 68 art 29)

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 7 = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{\pi p z} < \bar{\tau}_d$$

$$n = 2$$

$$p = \phi \cdot \pi$$

$$z = \frac{7}{8} h = 19,25 \text{ cm}$$

$$T_{\max} = 1815 \text{ kg}$$

$$\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{2 \cdot \phi_{\min} \cdot \pi \cdot 19,25} = 18,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

Conclusion: pour tous les appuis l'adhérence est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_{b_0}' \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1815}{12 \cdot 19,25} = 7,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \Rightarrow$$

Vérifiée pour toutes les travées.

Transmission des efforts aux appuis :

Appui d'rive
 $A_L > \frac{T}{\sigma_a}$

on laisse filet 2T12 $\rightarrow A_L = 2,26 \text{ cm}^2 > \frac{948}{2800} = 0,34 \text{ cm}^2$
 (Vérifiée)

Appui intermédiaire

$$T_{\max} + \frac{M_{\min}}{Z} = 1815 - \frac{721 \cdot 100}{19,25} = -1930 < 0$$

\rightarrow (Vérifiée)

calcul des espacements

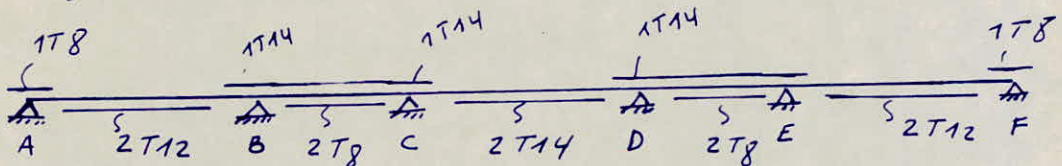
$$d : \phi 6$$

Serie de caquot :

$$l = 4,5 \text{ m} \rightarrow 1 \cdot 7 ; 2 \cdot 14 ; 3 \cdot 17 ; 2 \cdot 22 ; 2 \cdot 29 ; 1 \cdot 37$$

$$l = 3,3 \text{ m} \rightarrow 1 \cdot 7 ; 2 \cdot 14 ; 1 \cdot 17 ; 2 \cdot 22 ; 2 \cdot 29 ; 1 \cdot 11$$

Ferraillage adopté



ETUDE DU PLANCHER TERRASSE

* Charge Permanente :

Plancher 20+5	300 kg/m ²
Forme de pente	110 "
Étanchéité	50 "
Gravillon	160 "
<hr/>	
$G = 620 \text{ kg/m}^2$	

* Surcharge :

térasse non accessible : $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Poutrelle à étudier :

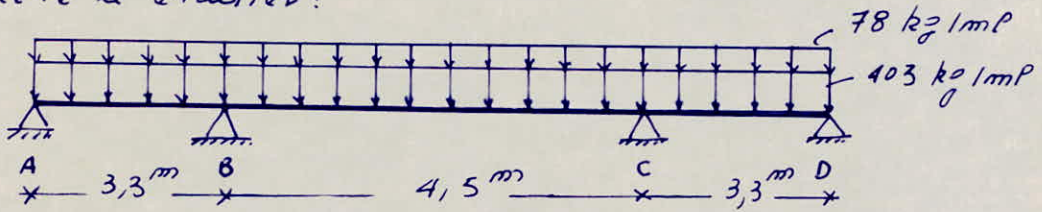


Diagramme des moments :

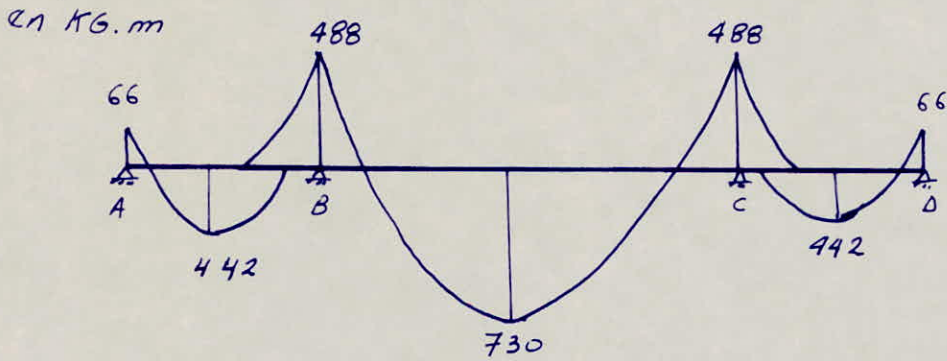
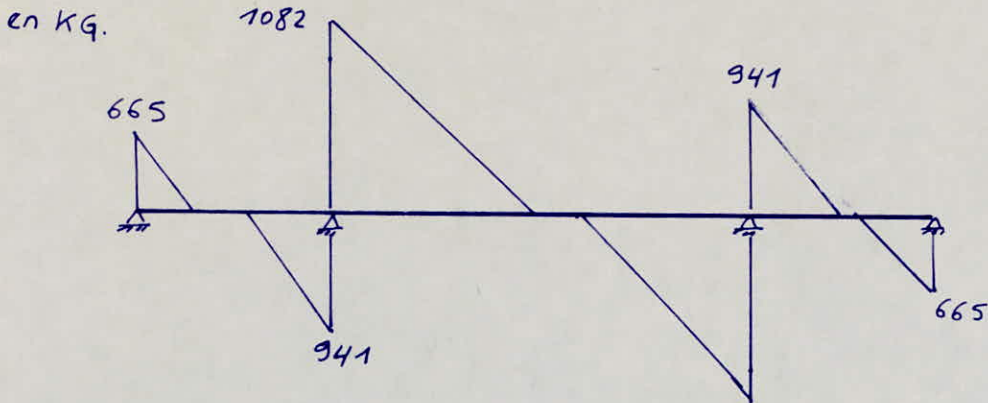
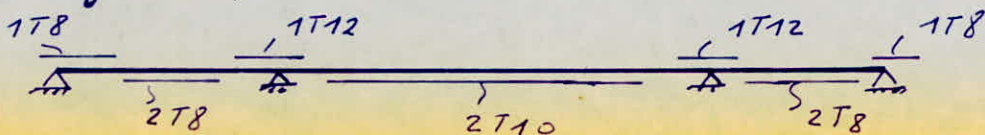


Diagramme des efforts tranchants



Ferraillage adopté



ETUDE DU PLANCHER DU RDC

* Charge Permanente :

$$G = 575 \text{ kg/m}^2 \text{ (idem 2}^{\text{ème}} \text{ étage)}$$

* Surcharge :

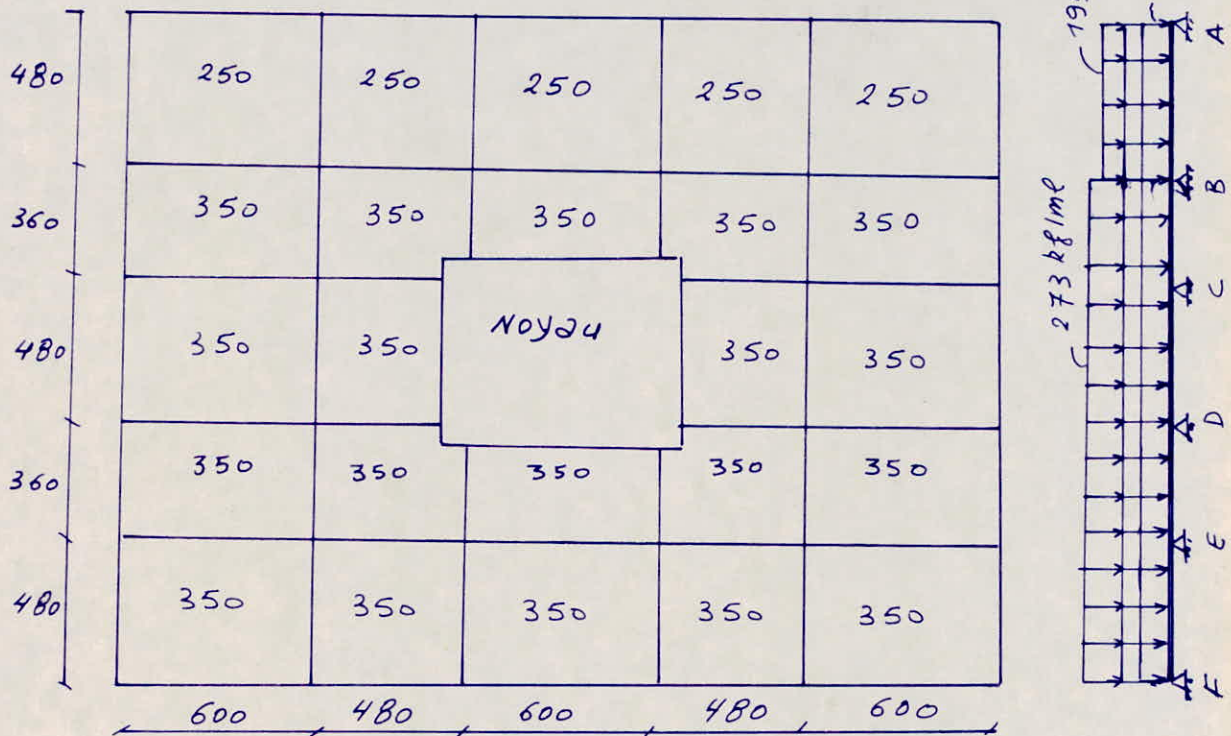


Diagramme des Moments
en KG.m

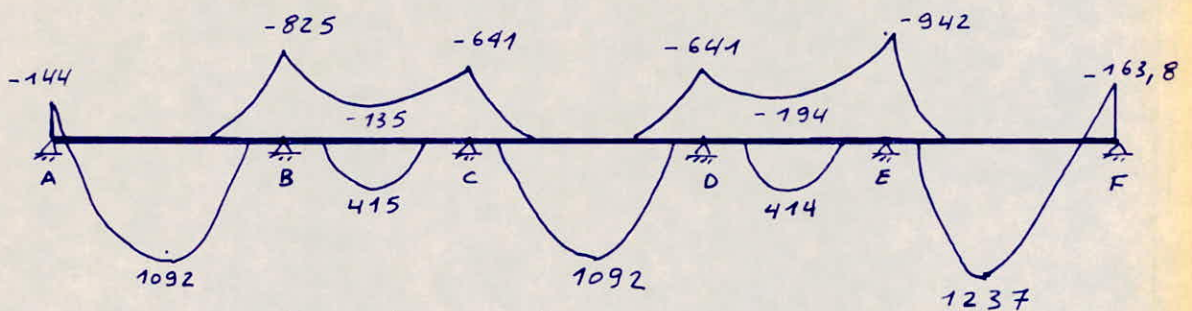
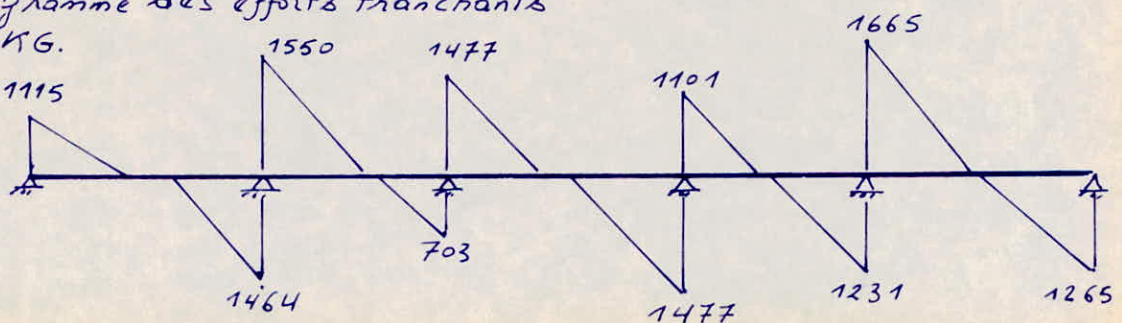


Diagramme des efforts tranchants
en KG.



FERRAILLAGE

en travées

Travée	M (kg.m)	μ	K	ε	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	ϕ	$A_{\text{ad}} (\text{cm}^2)$	$\sigma'_b (\text{kg/cm}^2)$
A ^B _{CD}	1092	0,0185	68,5	0,9401	1,89	2T12	2,26	41
B ^C _{DE}	415	0,0071	116	0,9618	0,7	2T8	1,00	162
EF	1237	0,0211	63,5	0,9363	2,14	2T12	2,26	44,1

en appuis

APPUI	M (kg.m)	μ	K	ε	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	ϕ	$A_{\text{ad}} (\text{cm}^2)$	σ'_b
A _{EF}	163,8	0,0150	77	0,9457	0,28	1T8	0,5	36,4
B	-825	0,0761	29,5	0,8876	1,51	1T14	1,54	94,91
C _{ED}	-641	0,0591	34,5	0,8990	1,16	1T14	1,54	26,2
E	-942	0,0869	27,2	0,8815	1,73	1T16	2,01	103

Verifications diverses

- Verification de non fragilité

$$A \geq 0,696 b \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,30 \text{ cm}^2 ; A^{\text{min}} = 0,5 \text{ cm}^2 > A = 0,30 \text{ cm}^2$$

(Verifiée pour tous les travées)

- Verification de fissuration

en travées: $\phi_{\text{max}} = 12 \text{ mm} \rightarrow \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2840 \text{ kg/cm}^2$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$$

en appui: $\phi_{\text{max}} = 16 \text{ mm} \rightarrow \frac{A}{B_s} = \bar{\omega} = \frac{2,01}{2 \times 2 \times 12} = 0,042$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\omega f}{1 + 10 \bar{\omega} f} = 4437 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2376 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 4437 \text{ kg/cm}^2$$

(verifiée)

• Vérification de la flèche

$$\left. \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ 2) \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{5\sigma_{en}} \\ 3) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right\} \text{ Si ces trois vérifications sont vérifiées, le} \\ \text{règlement préconise qu'il est inutile de} \\ \text{faire la vérification des flèches.}$$

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

$$3) \frac{h_t}{l_{max}} = \frac{25}{450} = 0,056 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{Vérifié}$$

Travée	A/bh 10^{-3}	$36/5\sigma_{en}$ 10^{-3}	M_t (kg.m)	M_0 (kg.m)	$M_t/15M_0$	l (cm)	h_t/l	
AB	8,56	8,57	1092	1440	0,0505	4,5	0,056	
BC	5,91	8,57	415	881	0,031	3,3	0,0757	
CD	8,56	8,57	1092	1638	0,044	4,5	0,056	
DE	5,91	8,57	414	881	0,031	3,3	0,0757	
EF	8,56	8,57	1237	1638	0,0503	4,5	0,056	

→ Les 3 conditions sont vérifiées pour toutes les travées
→ (flèche vérifiée)

• Vérification de l'adhérence (C.C. BA 68 art 29)

$$\tau_d = \frac{T}{m P_z} = \frac{T_{max}}{m P_{min z}} = \frac{1665}{2 * \pi * 0,8 * 19,25} = 17,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 21 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{(vérifié)}$$

• Effort tranchant

$$\frac{T_{max}}{b z} < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \frac{1665}{12 * 19,25} = 7,21 \text{ kg/cm}^2 < 24,5 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Appui B } \sigma_b' = 94,91 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_b' < \sigma_b' < 2 \bar{\sigma}_b'$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_b = (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}) * 7 = 23,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow 7,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \\ \text{(vérifiée)}$$

espacement:

travées: AB, CD, EC ($l = 4,5\text{m}$)

Serie de Caquot: $1 \times 7 + 2 \times 14 + 3 \times 17 + 2 \times 22 + 2 \times 29, 1 \times 37$.

travées: BC; DE ($l = 3,30\text{m}$)

Serie de Caquot: $1 \times 7 + 2 \times 14 + 1 \times 17 + 2 \times 22 + 2 \times 29 + 1 \times 11$

• Verification de La transmission des efforts:

• Au appuis:

$$A_L > \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$$

on laisse filer les 2T12 $\Rightarrow A_L = 2,26\text{cm}^2$

$$T_{\max} = 1265\text{kg} \Rightarrow A_L = 2,26\text{cm}^2 > \frac{1265}{2800} = 0,45\text{cm}^2$$

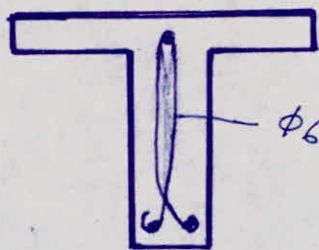
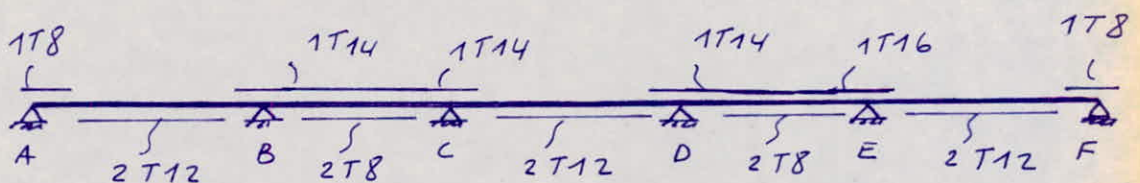
(Verifié)

• Appuis intermediaire.

$$A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{Z} ; T_{\max} + \frac{M_{\min}}{Z} = 1665 - \frac{64100}{19,25} < 0$$

(Verifié)

Ferraillage adopté



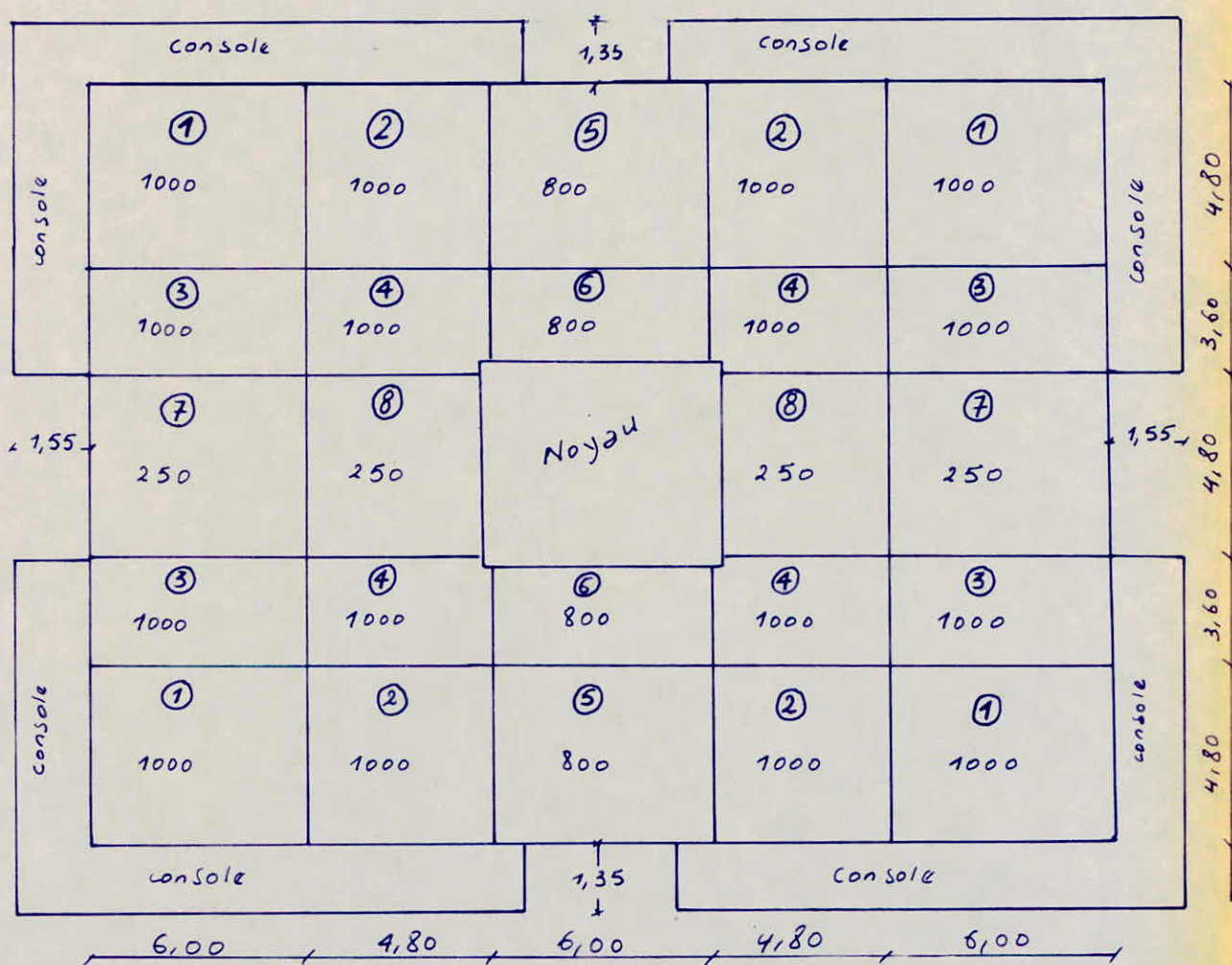
ETUDE DU PLANCHER DU 1^{er} étage

* Charges Permanentes

Plancher ($h_0 = 20\text{cm}$)	$2500 \times 0,2 = 500\text{ kg/m}^2$
Enduit	30 "
Cloisons	125 "
Covelage	120 "

$$G = 775\text{ kg/m}^2$$

* Surcharges



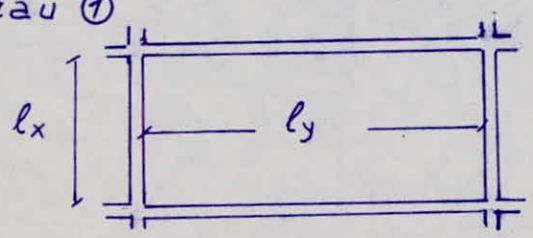
Calcul des efforts

Méthode de calcul

Le calcul se fera par la méthode de Pigeaud.
La numérotation des panneaux est donnée ci-dessus.

Nous présentons le détail des calculs pour les panneaux ①, ② et ⑤ et résumons des résultats pour les autres dans un tableau.

Panneau ①



$$\left. \begin{matrix} l_x = 4,5 \text{ m} \\ l_y = 5,7 \text{ m} \end{matrix} \right\} \rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,79$$

$\rho = 0,79 > 0,4 \Rightarrow$ Panneau travaille dans les 2 sens

$G = 775 \text{ KG/m}^2 ; P = 1000 \text{ KG/m}^2$

$$\left. \begin{matrix} S_1 = G + 1,2P = 1975 \text{ KG/m}^2 \\ S_2 = G + 1,5P = 2275 \text{ KG/m}^2 \end{matrix} \right\} \rightarrow \frac{S_2}{S_1} = 1,15 < 1,5 \Rightarrow \text{La sollicitation du 2eme genre est inutile.}$$

$P = 1975 * 4,5 * 5,7 = 50659 \text{ KG.}$

$\rho = 0,79 \rightarrow M_1 = 0,044$
 $1/\rho = 1,27 \rightarrow M_2 = 0,025$
 $\nu = 0,15$ (beton armée)

• des moments isostatiques au centre du panneau :

* Sens Longitudinal : $M_x = (M_1 + \nu M_2) P = 2419 \text{ kg.m/ml}$
 * Sens Transversal : $M_y = (M_2 + \nu M_1) P = 1601 \text{ KG.m/ml}$

• Efforts tranchants :

* Sens Long : $T_x = \frac{P}{2l_y + l_x} = 3186 \text{ KG/ml}$
 * Sens trans : $T_y = \frac{P}{3l_y} = 2963 \text{ KG/ml}$

Panneau ②

$l_x = l_y = 4,50 \text{ m} \rightarrow \rho = 1/\rho = 1 \Rightarrow M_1 = M_2 = 0,036$
 $P = 39994 \text{ KG}$
 $M_x = M_y = 1656 \text{ KG.m/ml}$
 $T_x = T_y = 2963 \text{ KG/ml}$

Panneau ⑤

$\left. \begin{matrix} l_x = 4,50 \\ l_y = 5,7 \end{matrix} \right\} \rho = 0,79 > 0,4 \left| \begin{matrix} M_1 = 0,044 \\ M_2 = 0,025 \end{matrix} \right.$

$P = 50659 \text{ KG}$

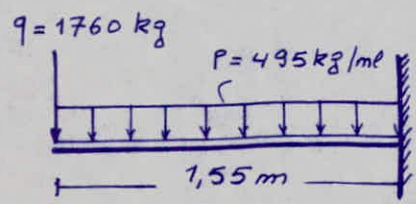
$M_x = 2125 \text{ kg.m/ml} ; M_y = 1406 \text{ kg.m/ml}$
 $T_x = 2799 \text{ kg/ml} ; T_y = 2603 \text{ kg/ml}$

Partie en console (Porte à faux)

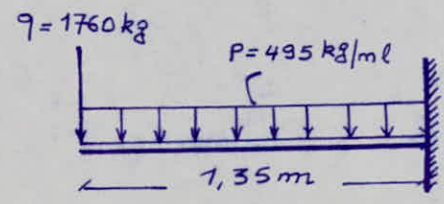
pour le calcul on prend une bande de 1m de largeur. l'épaisseur de la console est égale à 15 cm.

$g = 1760 \text{ kg}$ est le poids du mur de façade
 $P = 2500 * 1 * 0,15 + 1,2 * 100 = 495 \text{ kg/ml}$ avec : 100 kg/ml est la surcharge.

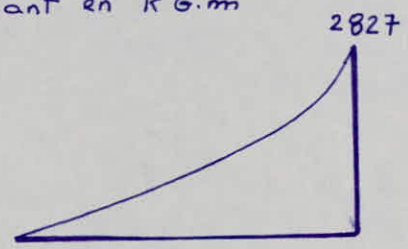
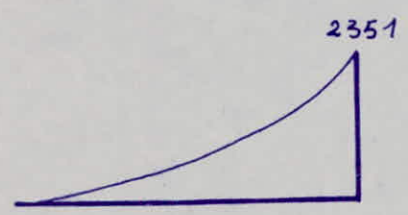
Sens longitudinal



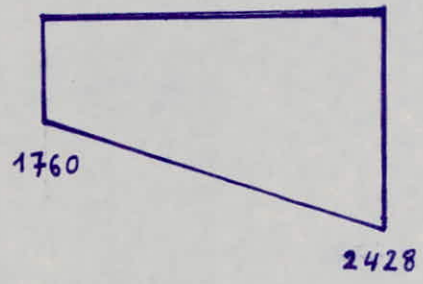
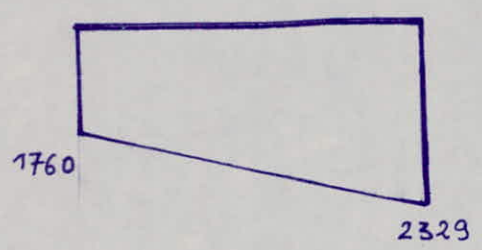
Sens transversal



Moment fléchissant en KG.m



Effort tranchant en KG.



Le moment maximum et l'effort tranchant maximum sont à l'encastrement.

• Nous devons vérifier pour les panneaux :

$$a) M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 \text{ Pour chaque travée}$$

avec : M_t = moment en travée
 M_e : moment sur l'appui de droite
 M_w : moment sur l'appui de gauche

on prend : $M_t = 0,85 M_0$; $M_w = M_e = 0,5 M_0$

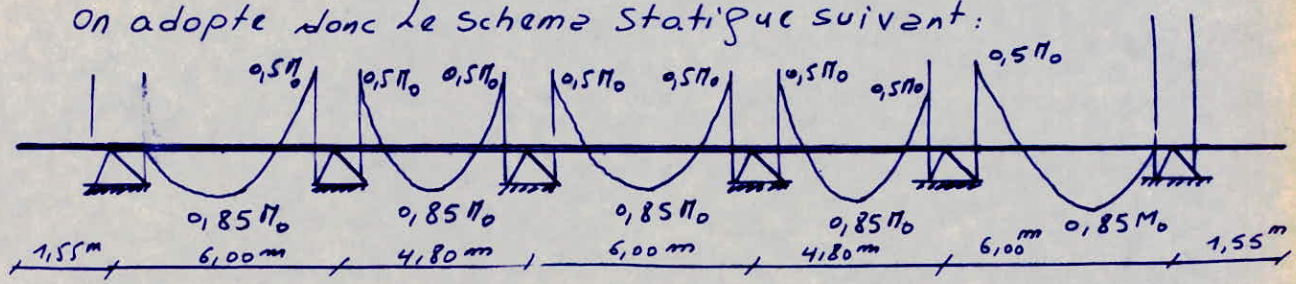
La condition a) vérifiée

$$b) 0,75 M_0 \leq M_t \leq M_0 \text{ Vérifié}$$

$$c) 0,4 M_0 \leq (M_w, M_e) \leq M_0 \text{ Vérifié.}$$

b) Schéma statique

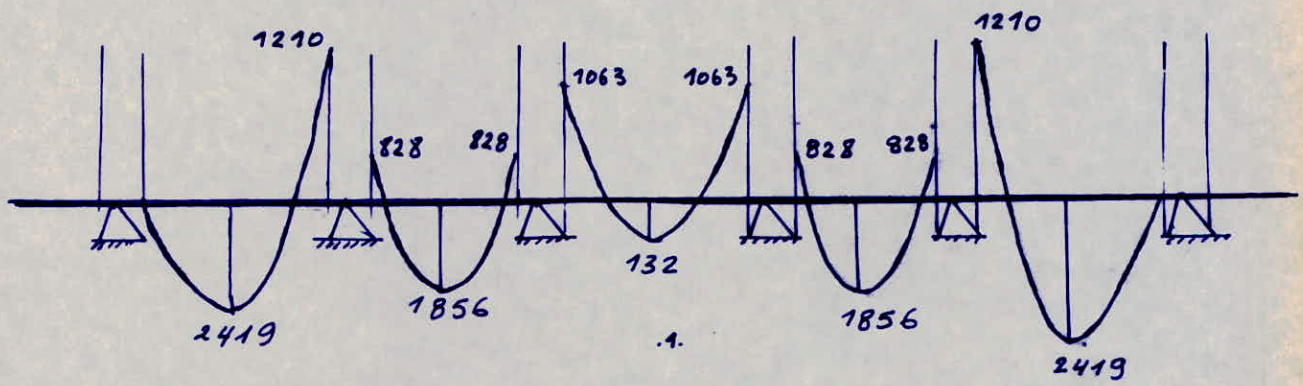
On adopte donc le schéma Statique suivant:



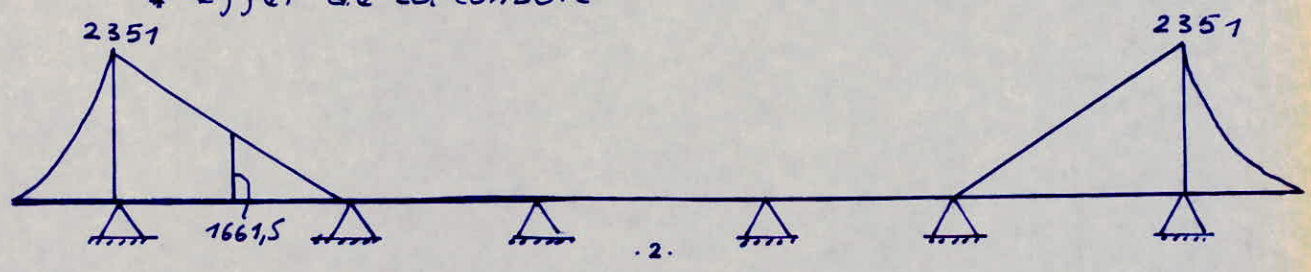
On déduit les diagrammes des moments suivants

1) Sens longitudinal (sens x.x)

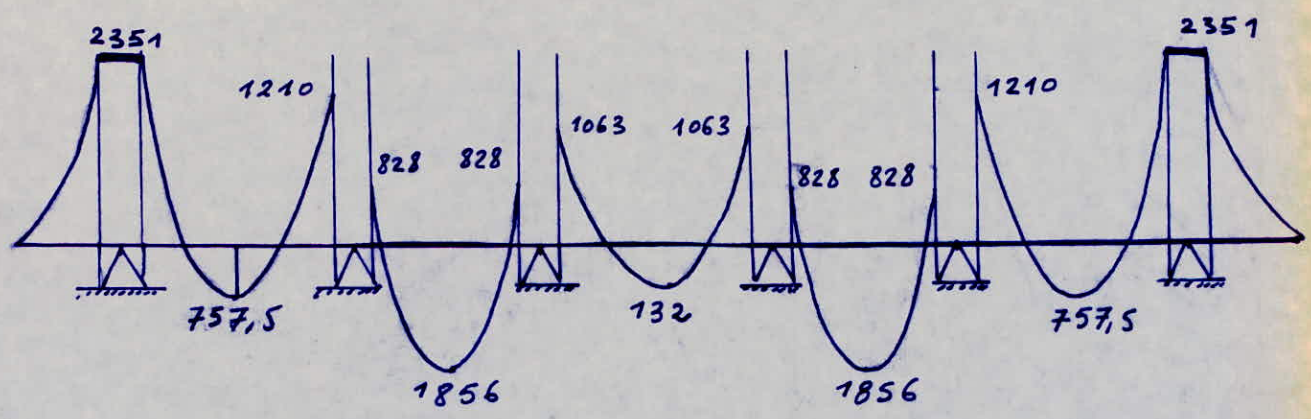
* Panneaux sans console:



* effet de la console



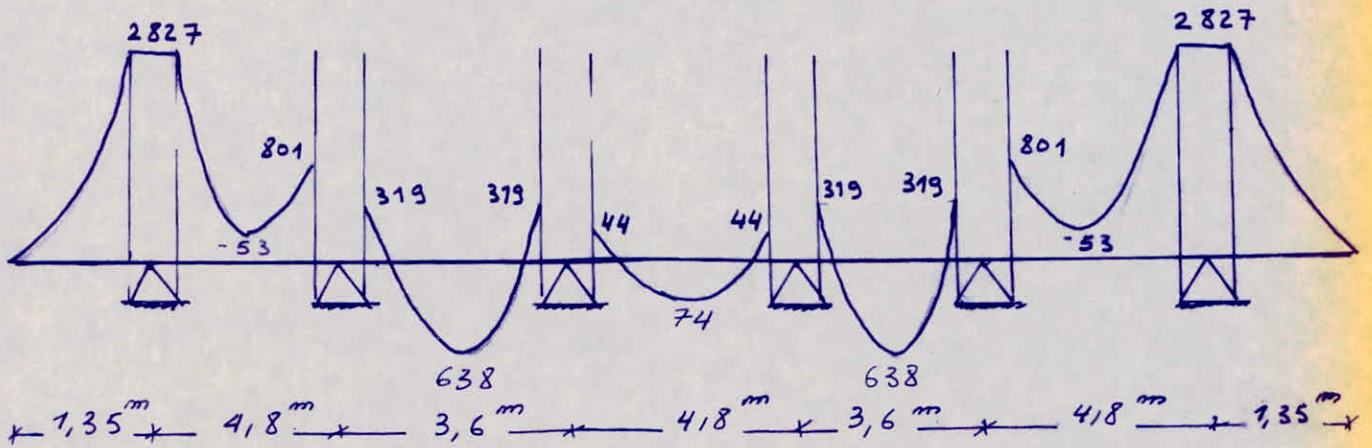
* Diagramme résultant (superposition de 1 et 2)



Remarque: unite des Moments en KG.m.

Effort dans le sens transversal (Sens y.y)

Par le même procédé de superposition des diagrammes on arrive finalement aux diagrammes suivants :



Ferraillage

* Coffrage e :

$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = 2 \text{ cm}$
 $(h_0 = 20 \text{ cm})$
 on adopte $\phi = 1,2 \text{ cm}$

$e \geq \left. \begin{array}{l} \phi_{max} = 1,2 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm (local cover)} \end{array} \right\} = 1,2 \text{ cm}$

. hauteurs utiles :

$$\left. \begin{array}{l} h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} \\ h_y = h_x - \frac{\phi}{2} - \frac{\phi}{2} \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} h_x = 18,2 \text{ cm} \\ h_y = 17 \text{ cm} \end{array}$$

§. Charton :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \text{tableau } K, \epsilon$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} ; \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

Sens Longitudinal (Sens x-x)

Panneau	R		kg.m				kg/cm ²		mm	cm ²	cm	KG	
			M	μ	ε	K	σ _b	A	φ _{ml}	A _{adap}	espa	T	
1	0,79	A	1210	0,0196	0,9387	66,5	42,1	2,53	4T10	3,14	25	3186	
		T	757,5	0,0123	0,9505	86	32,6	1,56	5T8	2,5	20		
2	1	A	828	0,0134	0,9485	82	34,1	1,71	5T8	2,5	20	2963	
		T	1408	0,0228	0,9342	61	45,9	2,96	4T10	3,14	25		
3	0,58	A	789	0,0128	0,9495	84	33,3	1,63	5T8	2,50	20	2527	
		T	402	0,0065	0,9635	122	23	0,82	3T8	1,5	33		
4	0,74	A	725	0,0117	0,9517	88,5	32	1,5	4T10	3,14	25	2385	
		T	1233	0,0199	0,9379	65	43,1	2,58	4T20	3,14	25		
5	0,79	A	1063	0,0172	0,9422	71,5	39,2	2,21	5T8	2,5	20	2799	
		T	1806	0,0292	0,9259	52,5	53,3	3,83	5T10	3,92	20		
6	0,58	A	1112	0,0180	0,9408	69,5	40,3	2,32	4T10	3,14	25	3027	
		T	1890	0,0306	0,9242	51	55	4,01	6T10	4,71	17		
7	0,79	A	66	0,0071	0,9841	300	9,4	0,13	5T8	2,5	20	173	
		T	112	0,0018	0,9804	240	12	0,25	3T8	1,5	33		
8	1	T	96,9	0,0017	0,9811	250	11,2	0,19	3T8	1,5	33		
		A	573	0,0009	0,9859	340	8,23	0,11	4T10	3,14	25	204	

A → APPUI
 T → travée

Sens transversal (Sens Y.Y)

Panneau	R		kg.m				K	σ_b	A	mm	cm ²	cm	KG	
			M	α	ϵ									
1	0,79	A	801	0,0148	0,9460	77,5	36,1	1,78	4T10	3,14	25	2963		
		T	-53	0,0010	0,9851	320	8,75	0,11	3T8	1,5	33			
2	1	A	828	0,0153	0,9451	76	36,8	1,84	5T8	2,5	20	2963		
		T	-5,9	0,0001	0,9951	1000	2,8	0,01	3T8	1,5	33			
3	0,58	A	319	0,0059	0,9650	128	21,9	0,69	5T8	2,5	20	2173		
		T	638	0,0118	0,9515	88	32	1,41	3T8	1,50	33			
4	0,74	A	439	0,0081	0,9593	108	26	0,96	4T10	3,14	25	2173		
		T	746	0,0138	0,9476	80,5	35	1,65	4T8	2,01	25			
5	0,79	A	703	0,0130	0,9492	83,5	33,5	1,56	5T8	2,5	20	2603		
		T	1195	0,0222	0,9346	61,5	46	2,69	6T8	3,01	16			
6	0,58	A	450	0,0083	0,9590	107	26	0,99	4T10	3,14	25	2603		
		T	764	0,0142	0,9471	79,5	35,2	1,69	4T8	2,01	25			
7	0,79	A	44	0,0082	0,9587	106	26,4	0,1	5T8	2,5	20	161		
		T	74	0,0014	0,9825	270	10,4	0,16	3T8	1,5	33			
8	1	A	57	0,0011	0,9841	300	9,4	0,12	4T10	3,14	25	204		
		T	96,9	0,0018	0,9804	240	12	0,2	3T8	1,5	33			

Verifications diverses

• Condition de non fragilité

$$\frac{A}{bh} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{2-s}{2}$$

$$\left. \begin{array}{l} p_{min} = 0,58 \\ h_{max} = 18,2 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} A \geq 0,69 \times \frac{7}{4200} \times \frac{2-0,58}{2} \times 100 \times 18,2 = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,50 \text{ cm}^2 > 1,49 \text{ cm}^2$$

Conclusion: La condition de non fragilité est vérifiée pour tous les panneaux.

• Effort tranchant

$$T_{max} = 3186 \text{ KG} \rightarrow \tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{3186}{100 \times 17 \times \frac{7}{8}} = 2,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = R_{min} = 17 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 7 = 8,05 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

Conclusion: Vérifiée pour tous les panneaux \Rightarrow

• fissuration:

A_t (armatures tram) = 0

$$\tilde{w}_{f,min} = \frac{A_{min}}{2db} = \frac{1,5}{2 \times 2 \times 100} = 3,75 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 1,6 \times 10^6}{8} \times \frac{3,75 \times 10^{-3}}{1 + 10 \times 3,75 \times 10^{-3}} = 1084 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \times 10^6}{8} \times 7} = 3478 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3478 \text{ kg/cm}^2$$

(Vérifiée)

• flèche:

d'après Le C.C.B.A (art 61.22) on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches des hourdis (rect appuyé sur 4 côtés) si les conditions suivantes sont réalisées:

$$.1/ \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_{tx}}{M_{0x}}$$

$$.2/ \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

$$.3/ l_x^{\min} = 3,3 \text{ m} \rightarrow \frac{20}{330} > \frac{1}{20} \frac{0,85 M_{0x}}{\sigma_{0x}} = 0,0425$$

$$0,06 > 0,0425 \text{ (Vérifié)}$$

$$.2/ \frac{A^{\max}}{bh_{\min}} = \frac{4,71}{100 \times 17} = 2,77 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 4,76 \times 10^{-3}$$

Conclusion : il est inutile de vérifier la flèche.

Arrêt des chapeaux

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} ; \bar{\sigma}_d = 1,25 (1,5)^2 \times 7 = 19,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1,0}{4} \times \frac{2800}{19,7} = 35,5 \text{ cm}$$

dans le sens x.x : $\frac{l_x}{5} = \frac{330}{5} = 66 \text{ cm} > l_d$

pour les panneaux de : $l_x = 3,3 \text{ m} \rightarrow l_1 = 70 \text{ cm}$

pour les panneaux de : $l_x = 4,8 \text{ m} \rightarrow l_1 = 96 \rightarrow l_1 = 100 \text{ cm}$

Arrêt des armatures inférieures

on arrête une barre sur deux.

sens l_x : $l_1 = 0,8 l_x$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pann: } l_x = 3,3 \text{ m} \rightarrow l_1 = 2,65 \text{ m} \\ \text{Pann: } l_x = 4,8 \text{ m} \rightarrow l_1 = 3,85 \text{ m} \end{array} \right.$

sens l_y :

$$l_1 = l_y - 0,2 l_x \left\{ \begin{array}{l} \text{Pann: } l_x = 3,3 \\ l_y = 4,8 \end{array} \right\} \rightarrow l_1 = 4,15 \text{ m}$$

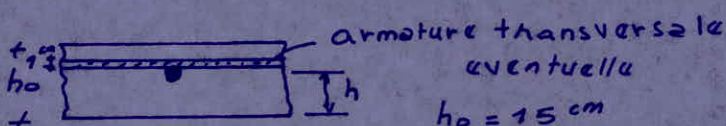
$$\text{Pann: } l_x = 4,8 \left. \begin{array}{l} l_y = 4,8 \end{array} \right\} \rightarrow l_1 = 3,85 \text{ m}$$

$$\text{Pann: } l_x = 3,3 \left. \begin{array}{l} l_y = 5,6 \end{array} \right\} \rightarrow l_1 = 4,95 \text{ m}$$

$$\text{Pann: } l_x = 4,8 \left. \begin{array}{l} l_y = 5,6 \end{array} \right\} \rightarrow l_1 = 4,65 \text{ m}$$

Ferraillage de l'élément de console

• entourage:



$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

on prend $\phi_{\max} = 14 \text{ mm} \rightarrow e = \max \left. \begin{array}{l} 1,4 ; 1 \text{ cm (local couvert) } \\ = 1,4 \text{ cm} \end{array} \right\}$

$$h = h_0 - e - 1 - \frac{\phi}{2} = 11,9 \text{ cm}$$

On prend une bande de 1 m de largeur

$$M = 2827 \text{ kg.m} ; T = 2428 \text{ kg}$$

$$\mu = 0,1069 \rightarrow \text{tableau} \rightarrow k = 23,7 ; \epsilon = 0,8708$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 9,74 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T14/m = 10,77 \text{ cm}^2$$

$t = 14 \text{ cm (usp)}$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 118 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

Verification:

• fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{10,77}{420} = 0,026$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{1,4} \times \frac{0,026}{1 + 10 \times 0,026} = 3537 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{1,4} \times 7} = 2629 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max \left. \begin{array}{l} \sigma_1, \sigma_2 \end{array} \right\} = 3537 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

• Adhérence

$$\tau_d = \frac{T}{m p s} = \frac{2428}{7\pi \times 1,4 \times \frac{7}{8} \times 11,9} = 7,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = \psi_d \bar{\sigma}_b = 21 \text{ kg/cm}^2 > \tau_d$$

($\psi_d = 1,5$) (vérifié)

• effet tranchant

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b_0 s} = \frac{2428}{100 \times \frac{7}{8} \times 11,9} = 2,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,05 \text{ kg/cm}^2$$

• condition de non fragilité (art 52)

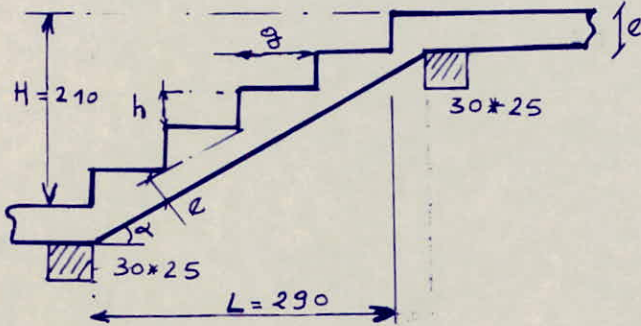
$$\frac{A}{bh} = 9,05 \times 10^{-3} > \psi_4 \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \times \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_a} = 1,43 \times 10^{-3}$$

(vérifié)

avec: $\psi_4 = 0,36$ pour les aciers bruts de laminage.

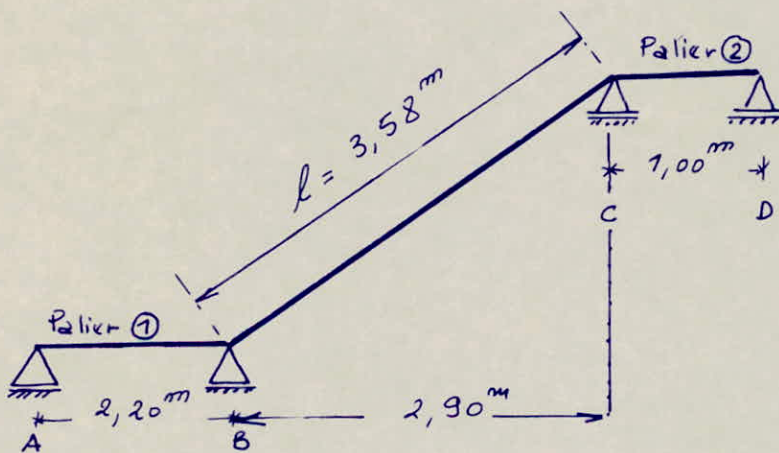
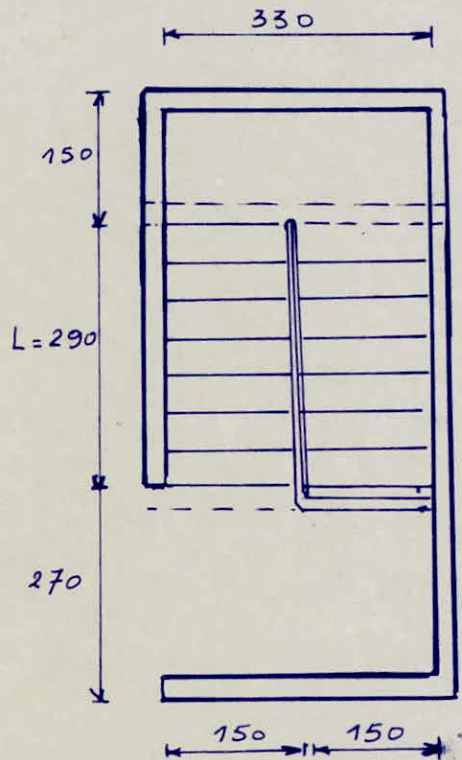
• ESCALIERS •

Escalier à poutres paliers.



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{210}{290} = 0,724 \Rightarrow \alpha = 35,9^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,586 ; \cos \alpha = 0,810$$



$$l = \sqrt{210^2 + 290^2} = 3,58 \text{ m}$$

* Dimensions de l'escalier :

• η sera déterminé par l'équation :

$$64\eta^2 - \eta(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} H = 2,10 \text{ m} \\ L = 2,69 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow 64\eta^2 - 774\eta + 420 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 701$$

$$\rightarrow \eta = 12$$

• nombre de marche : $\eta - 1 = 11$

• hauteur de la marche (contre-marche) : $h = \frac{H}{\eta} = 17,5 \text{ cm}$

• largeur de la marche (giron) : $g = \frac{L}{\eta - 1} = 26,4 \text{ cm}$

Vérification de la formule de BLONDEL

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

$$\rightarrow 0,59 < 0,614 \leq 0,66 \quad (\text{Vérifiée})$$

Charges et Surcharges

1) Paillasse

on prend une bande de 1 mètre de largeur.

• charge permanente

de Poids de la paillasse	$\frac{2500 \times 15}{\cos \alpha} \times 1 = 463 \text{ kg/ml}$
de poids des marches	$\frac{2200 \times 4}{2} \times 1 = 192,5 \text{ kg/ml}$
Revêtement { carrelage : 2cm mortier : 2cm	$84 \times 1 = 84 \text{ ''}$
garde corps (metal léger)	20 ''
	<hr/>
	$G = 759,5 \text{ kg/ml}$

• surcharges $P = 400 \text{ KG/ml}$

• charge totale $q = G + 1,2 P = 1239,5 \text{ KG/ml}$

2) Palier ①

• charge permanente

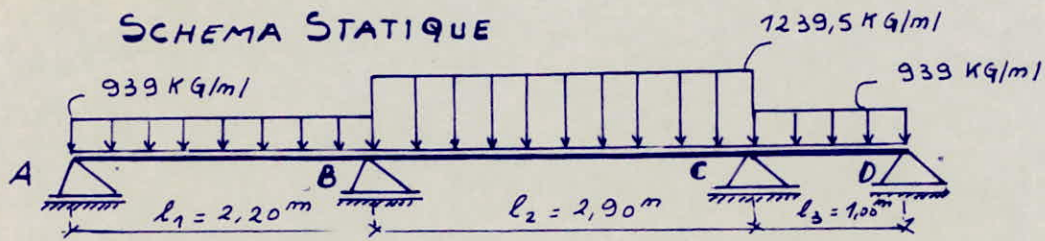
de poids propre	$2500 \times 0,15 \times 1 = 375 \text{ KG/ml}$
Revêtement	$84 \times 1 = 84 \text{ ''}$
	<hr/>
	$G = 459 \text{ KG/ml}$

• surcharges $P = 400 \text{ KG/ml}$

• charge totale $q = G + 1,2 P = 939 \text{ KG/ml}$

3) Palier ② ≡ ①

$$q = 939 \text{ KG/ml}$$



SOLLICITATIONS

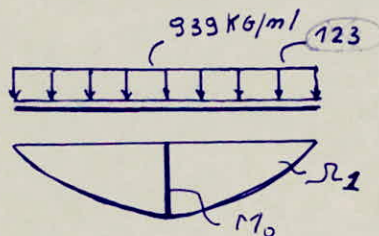
Méthode des 3 moments :

$$M_A l_1 + 2 M_B (l_1 + l_2) + M_C l_2 = -6 \left(\frac{\Omega_1 a_1}{l_1} + \frac{\Omega_2 b_2}{l_2} \right) \dots \textcircled{1}$$

$$M_B l_2 + 2 M_C (l_2 + l_3) + M_D l_3 = -6 \left(\frac{\Omega_2 a_2}{l_2} + \frac{\Omega_3 b_3}{l_3} \right) \dots \textcircled{2}$$

$$M_A = M_D = 0$$

Travée AB



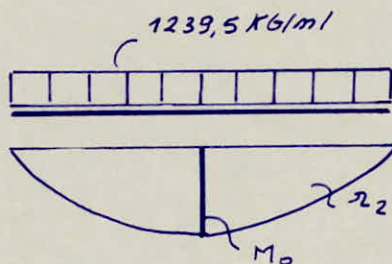
$$a_1 = \frac{l_1}{2} = 1,10\text{ m}$$

$$b_1 = \frac{l_1}{2} = 1,10\text{ m}$$

$$M_0 = \frac{939 \times 2,2^2}{8} = 568,1\text{ KG.m}$$

$$\Omega_1 = \frac{2}{3} \times l_1 \times M_0 = 833,21$$

Travée BC

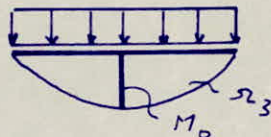


$$b_2 = a_2 = \frac{l_2}{2} = 1,45\text{ m}$$

$$M_0 = 1303\text{ KG.m}$$

$$\Omega_2 = \frac{2}{3} \times l_2 \times M_0 = 2519,1$$

Travée CD



$$b_3 = \frac{l_3}{2} = 0,5\text{ m}$$

$$M_0 = 117,38\text{ KG.m}$$

$$\Omega_3 = \frac{2}{3} \times l_3 \times M_0 = 78,25$$

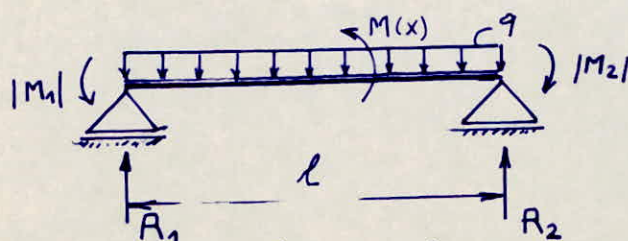
$$\textcircled{1} \rightarrow 10,2 M_B + 2,9 M_C = -10056,93$$

$$\textcircled{2} \rightarrow 2,9 M_B + 7,8 M_C = -7792,05$$

$$2 \text{ equations à 2 inconnus} \rightarrow M_B = -784,92\text{ KG.m}$$

$$M_C = -707,15\text{ KG.m}$$

Les reactions :



$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_2 = \frac{ql}{2} + \frac{|M_2| - |M_1|}{l}$$

$$R_1 + R_2 = ql \rightarrow R_1 = ql - R_2$$

$$M(x) = -\frac{q}{2}x^2 + R_1x - |M_1|$$

$$T(x) = -qx + R_1$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{q}$$

$$\rightarrow M_{\max} = M\left(\frac{R_1}{q}\right)$$

• Travée AB

$$q = 939 \text{ KG/m}$$

$$l = 2,2 \text{ m}$$

$$M_1 = M_A = 0$$

$$M_2 = M_B = -784,92 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$R_2 = 1389,7 \text{ KG}$$

$$R_1 = 676,1 \text{ KG}$$

$$x = 0,72 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 243,3 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

• Travée BC

$$q = 1239,5 \text{ KG/m}$$

$$l = 2,9 \text{ m}$$

$$M_1 = M_B = -784,92 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = M_C = -707,15 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$R_2 = 1770,5 \text{ KG}$$

$$R_1 = 1824,1 \text{ KG}$$

$$x = 1,472 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 557,3 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

• Travée CD

$$q = 939 \text{ KG/m}$$

$$l = 1,0 \text{ m}$$

$$M_1 = M_C = -707,15 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = M_D = 0$$

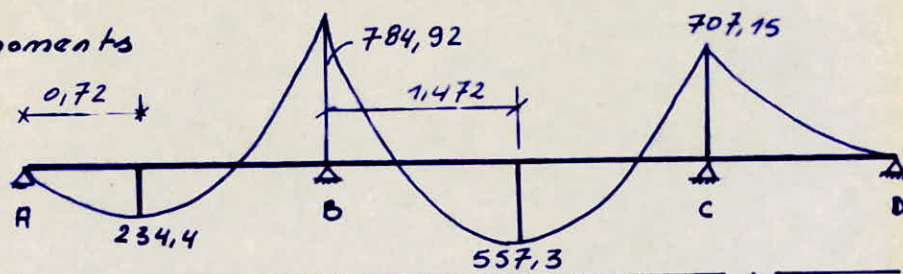
$$R_2 = -237,7 \text{ KG}$$

$$R_1 = 1176,7 \text{ KG}$$

$$M(x) < 0$$

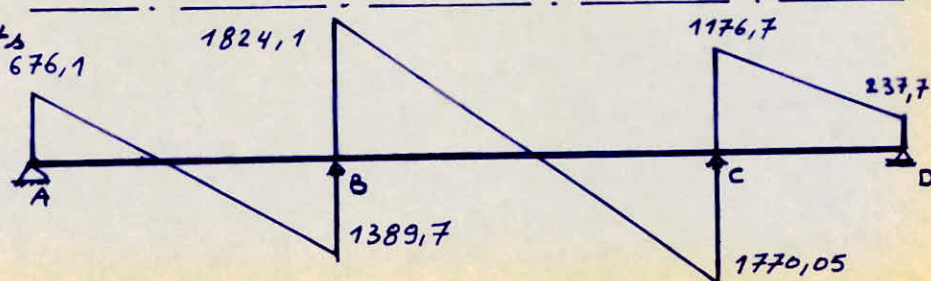
Diagramme des moments

en KG.m



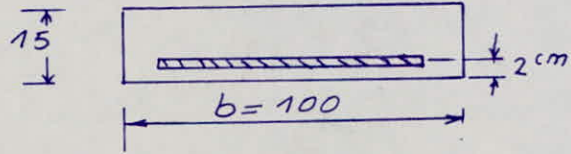
Efforts Tranchants

en KG



FERRAILLAGE

a/ Paillasse



* en travée: $M_t = 557,3 \text{ KG.m}$; $h = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

P. Charron: $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 * 557,3 * 100}{2800 * 100 * 13^2} = 0,0177$

$\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b' = 162 \text{ KG/cm}^2 \rightarrow k = 70$
 $\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{70} = 40 \text{ KG/cm}^2 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures Tendues:

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a * \epsilon * h} = \frac{557,3 * 100}{2800 * 0,9412 * 13} = 1,63 \text{ cm}^2$$

on adopte 3T10/ml $\rightarrow A = 2,35 \text{ cm}^2$, $e = 33 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

on adopte 3T6/ml $\rightarrow A = 0,85 \text{ cm}^2$; $e = 33 \text{ cm}$

* En appuis

• 1 APPUI B:

$$M_B = -784,92 \text{ KG.m}$$

$$\mu = \frac{15 * 784,92 * 100}{2800 * 100 * 13^2} = 0,0249 \rightarrow \begin{matrix} k = 57,5 \\ \epsilon = 0,9310 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{57,5} = 48,7 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{784,92 * 100}{2800 * 0,9310 * 13} = 2,32 \text{ cm}^2$$

on adopte 5T8/ml = 2,51 cm² ; $e = 20 \text{ cm}$

• 2 APPUI C:

$$M_C = -707,15 \text{ KG.m}$$

$$\mu = \frac{15 * 707,15 * 100}{2800 * 100 * 13^2} = 0,0224 \rightarrow \begin{matrix} k = 61 \\ \epsilon = 0,9342 \end{matrix}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{61} = 45,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 162 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{707,15 * 100}{2800 * 0,9342 * 13} = 2,08 \text{ cm}^2$$

on adopte $5 \text{ T}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$; $e = 20 \text{ cm}$

VERIFICATIONS

1) Condition de non fragilité

$$A \geq b h \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 100 * 13 * 0,69 * \frac{7}{4200} = 1,5 \text{ cm}^2$$

(Verifiée)

2) Condition de non fissuration

• Appui:

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2d \cdot b} = \frac{2,51}{2 * 2 * 100} = 6,275 * 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} * \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10\tilde{w}_f} = \frac{1,5 * 10^6 * 1,6}{8} * \frac{6,275 * 10^{-3}}{1 + 10 * 6,275 * 10^{-3}}$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 1771 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 * 10^6 * 1,6}{8} * 7} = 3478 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_q = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3478 \text{ kg/cm}^2$$

(Verifiée)

• en travée

$$\tilde{w}_f = \frac{1,63}{400} = 4,075 * 10^{-3}; \quad \phi = 10^{\text{mm}}$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 939,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3111 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_q < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3111 \text{ kg/cm}^2$$

donc Verifiée

3) Verification de l'adhérence

$$\tau_d = \frac{T}{\eta p s}$$

η : m barre de barres isolées
 p : périmètre de la barre

$$\tau_d = \frac{1824,1}{3 * \pi * 1 * \frac{7}{8} * 13}$$

$$= 17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b = 21 \text{ kg/cm}^2$$

où $\psi_d = 1,5$ (Verifiée)
 $\bar{\sigma}_b = 7 \text{ kg/cm}^2$

4) Aciers Transversaux

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \delta} = \frac{1824,1}{100 \cdot 7/8 \cdot 13} = 1,6 \text{ kg/cm}^2 \stackrel{?}{<} \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

conformément à l'article 27.2 du C.C.B.A 68 les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

5) Condition d'appui

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z} = \frac{-707,5 \cdot 100}{7/8 \cdot 13} + 1824,1 < 0$$

(vérifiée)

6) Vérification de la flèche.

* Vérifications préliminaires

$$\cdot \frac{A}{bh} = \frac{2,35}{100 \cdot 13} = 1,81 \cdot 10^{-3} < \frac{43}{500} = 0,01 \quad (\text{vérifiée})$$

$$\cdot \left. \begin{array}{l} h/e = 15/290 = 0,0517 \\ 1/16 = 0,0625 \end{array} \right\} \frac{h/e}{e} > 1/16 \quad (\text{m'ist pas vérifié})$$

* On calcule donc la flèche suivant les méthodes usuelles de R.D.M :

la flèche est donnée par :

$$f = \frac{M l^2}{10 E \sigma \cdot I_f}$$

avec :

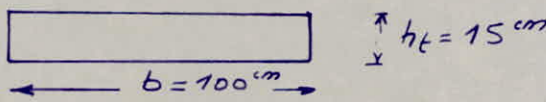
$$I_f = \frac{I_e}{1 + \mu}$$

I_e : moment d'inertie de la section totale rendue homogène des coefficients λ et μ sont donnés par :

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

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

A.N:

$$I_t = \frac{b h_t^3}{12} = 28\,125 \text{ cm}^4$$


$$\bar{\omega} = \frac{A}{b h} = \frac{2,35}{100 * 13} = 1,81 * 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_b = 7 \text{ KG/cm}^2$$

Module de deformation: $E = E_0 = 7000 \sqrt{\sigma_j'}$ Pour une longue durée d'application

$$\sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}$$

$$\rightarrow E_0 = 12\,600 \text{ kg/cm}^2$$

finalament on a:

$$\lambda = \frac{7}{180 \left(2 + 3 * \frac{100}{100}\right) * 1,81 * 10^{-3}} = 4,297$$

$$\mu = 1 - \frac{5 * 7}{4 * 1,81 * 10^{-3} * 2800 + 3 * 7} = 0,152$$

$$I_f = \frac{28\,125}{1 + 4,297 * 0,152} = 17\,013 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{557,3 * 10^2 * 290^2}{10 * 12\,600 * 17\,013} = 0,219$$

Le C.T. recommande que la flèche calculée sur la longueur réelle développée de la paille sera limitée à $\frac{1}{300}$ de la portée horizontale (l_h):

$$\text{alors on doit avoir: } f < \frac{l_h}{300} = \frac{290}{300} = 0,967$$

$$\rightarrow f = 0,219 < 0,967 \text{ (Vérifiée).}$$

• Armatures transversales:

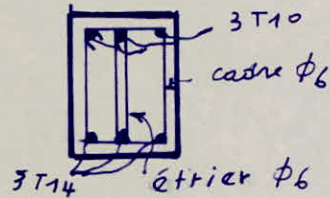
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b^3} = 5,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = 60,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b_0}' \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,5 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b \text{ vérifiée}$$

des armatures transversales inclinées ne sont pas nécessaires.

* A_t "L" à la ligne moyenne:

$$A_t = 1. \text{cadre } \phi_6 + 1 \text{ étrier } \phi_6 = 1,12 \text{ cm}^2$$



$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \bar{\sigma}_{en} \text{ avec: } \rho = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,826 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1982 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{l'écartement: } t = \frac{A_t \cdot 3 \bar{\sigma}_{at}}{T} = 10,15 \text{ cm}$$

$$t_1 < t < t_2 \quad \left. \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 5,4 \text{ cm} \\ t_2 = h(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}) = 20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

on prend $t = 10 \text{ cm}$.

• PALIERS.

* Palier CD:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,00}{3,30} = 0,3 < 0,4 \Rightarrow \text{porte dans un sens (Petite portée)}$$

donc, ce palier peut être calculé comme une poutre.

Pour ce palier, on laisse filer les 5T8/ml avec: $a = 20 \text{ cm}$

* Palier AB:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,20}{3,30} = 0,67 > 0,4 \Rightarrow \text{porte dans les deux sens}$$

• Calcul des efforts par la méthode de Pigeaud:

$$q = (g + 1,2P) \cdot l_x \cdot l_y = 6,817 \text{ t} ; M_x = (M_1 + M_2 \nu) q ; M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

• Sens Longitudinal: $M_x = 0,347 \text{ t.m} ; T_x = 0,897 \text{ t} ;$

• Sens transversal: $M_y = 0,179 \text{ t.m} ; T_y = 0,689 \text{ t} ;$

On prend:

en travée: $0,85M$; en appui: $0,5M$

$M_{tx} = 0,295 \text{ t.m} ; M_{ax} = 0,174 \text{ t.m} ; M_{ay} = 0,090 \text{ t.m} ; M_{ty} = 0,152 \text{ t.m}$

• Ferrailage:

antobaïge: $h_x = h_0 - a - \frac{\phi}{2} = 13,5 \text{ cm} ; h_y = h_x - \phi = 12,5 \text{ cm}$

sens x: en travée: $4T6/ml = 1,12 \text{ cm}^2$

sens y: en appui: $4T6/me = 1,12 \text{ cm}^2$

condition de non fragilité:

$$A_x \geq b h_x \cdot 0,69 \cdot \frac{2-f}{2} \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,03 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$$A_y \geq b h_y \cdot 0,69 \cdot \frac{2-f}{2} \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,96 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

PERIODE PROPRE DE VIBRATION

JUSTIFICATION:

Etant donné que la forme du premier mode de vibration, fonction de la distribution des masses et des rigidités peut fournir une période de la structure et une distribution de forces horizontales qui représentent mieux la réponse dynamique réelle que les valeurs simplifiées indiquées dans le règlement parasismique algérien (RPA 81); nous avons fait cette étude

INTRODUCTION:

pour décrire le comportement physique d'un système on a besoin d'un modèle mathématique qui représente aussi fidèlement que possible son comportement réel

a) CHOIX DU MODELE MATHEMATIQUE:

Considérons le cas d'un système oscillant constitué de plusieurs masses concentrées.

Nous admettons que pendant le processus oscillatoire les déformations élastiques sont infiniment petites et que par conséquent chaque masse a un seul degré de liberté (déplacement dans la direction de vibration).

Ce schéma dynamique convient pour de nombreux types de structures et en particulier pour les bâtiments dont les masses principales sont concentrées au niveau des planchers.

La concentration des masses ne donne pas une nouvelle structure parfaitement identique à la première du point de vue dynamique.

Le nombre de modes de vibration est égal au nombre de degrés de liberté de mouvements des masses. En réduisant ceux-ci par des concentrations, on diminue par le fait même le nombre de modes de vibration.

Cependant la valeur des premières pulsations peut ne pas en être sensiblement affectée.

Nous nous proposons dans ce qui suit, de calculer

dans l'hypothèse de la concentration des masses, la période du mode fondamental c-à-d le mode d'oscillation dont la période est la plus longue

b) CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

parmi les méthodes approchées les plus utilisées vu leurs précisions pour la détermination de la pulsation propre du mode fondamental il y'a la méthode de :

- RAYLEIGH
- VIANELLO - STODOLA
- HOLZER

Pour notre cas, nous appliquerons la méthode de RAYLEIGH. C'est une méthode qui donne le résultat avec une précision de l'ordre de 3 à 6% dans les cas courants.

• HYPOTHESES DE CALCUL :

Le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration. Nous ne tenons compte que des déformations en flexion plane et nous admettons qu'il n'y'a pas de rotation autour de l'axe vertical du système donc pas d'oscillations couplées.

c). EXPOSÉ DE LA METHODE :

La méthode a été développée à partir de la loi de la conservation de l'énergie (des systèmes conservatifs).

Afin d'établir l'expression de la pulsation fondamentale on écrit que l'énergie totale du système conservatif reste constante pendant le mouvement

$$E_{\text{tot}} = E_c(t) + E_p(t) = c^{\text{te}} \dots (1)$$

avec :

$E_c(t)$: énergie cinétique

$E_p(t)$: énergie potentielle du système oscillant à un instant t .

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté les masses $m_1, m_2, \dots, m_k, \dots, m_n$ auront les elongations $x_1(t), \dots, x_k(t), \dots, x_n(t)$ mesurées d'après l'équilibre statique

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \dot{x}_k^2(t) \dots (2)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n P_k x_k(t) \dots (3)$$

Les $P_k = m_k g$ ($k=1, \dots, n$) sont les charges gravitationnelles qui correspondent aux masses du système

Dans le cas du mode fondamental les solutions sont des harmoniques simples :

$$x_k(t) = x_k \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \quad (k=1, \dots, n) \dots (4)$$

avec :

x_k : l'amplitude

ω_1 : pulsation fondamentale

φ_1 : déphasage du mode fondamental

En substituant (4) dans (2) et (3) on obtient :

$$\begin{aligned} E_c(t) &= \frac{1}{2} \omega_1^2 \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^n m_k x_k^2 = \\ &= E_c^{\max} \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p(t) &= \frac{1}{2} \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^n P_k x_k = \\ &= E_p^{\max} \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \end{aligned}$$

Pendant le mouvement oscillatoire le système passe par deux positions extrêmes.

Pour l'une des positions on a : $E_c(t) = 0$ et $E_p = E_p^{\max}$

et pour l'autre on a : $E_c(t) = E_c^{\max}$ et $E_p(t) = 0$

Par suite, l'équation (1) devient :

$$E_{\text{tot}} = 0 + E_p^{\max} = E_c^{\max} + 0 = c \frac{E}{2}$$

ou bien : $E_p^{\max} = E_c^{\max}$

$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^n P_k x_k = \frac{1}{2} \omega_1^2 \sum_{k=1}^n m_k x_k^2$$

Donc

$$\omega_{1,k}^2 = g \frac{\sum_{k=1}^n m_k x_k}{\sum_{k=1}^n m_k x_k^2}$$

Afin d'obtenir la pulsation, Rayleigh a proposé d'introduire à la place des valeurs des amplitudes x_k (inconnues) les valeurs des déplacements statiques correspondant à l'action des charges Q_k (ou P_k) statiquement appliquées d'après les directions des degrés de liberté dynamiques.

L'erreur ne sera pas grave à cause des faits suivants :

- La déformée statique respecte les liaisons, exactement de la même manière que le système dynamique

- La forme de la déformée statique peut être considérée comme étant proportionnelle avec celle de la position extrême du mode fondamental de vibration.

d) • DEPLACEMENTS UNITAIRES :

Pour une console dont l'inertie I est constante le déplacement unitaire δ_{ij} c'est à dire le déplacement d'une section "j" provoqué par une force unitaire agissant en "i" est donné par

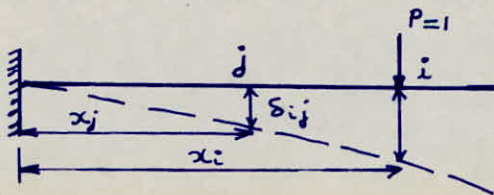
$$\delta_{ij} = \frac{1}{2EI} x_j^2 \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \text{ avec } i \gg j$$

Les autres déplacements sont donnés par

$$\delta_{ij} = \frac{1}{2EI} x_i^2 \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) \text{ avec } i \leq j$$

• REMARQUE : D'après le théorème de réciprocité de MAXWELL - BETTI

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}$$



CALCUL DES INERTIES

CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES

a) INTRODUCTION : Lorsque les refends presentent une ou plusieurs files d'ouvertures symetriques, la repartition des efforts horizontaux peut encore s'effectuer de la même maniere que dans le cas des refends pleins mais en substituant au refend reel un refend fictif.

b) DEFINITION : L'inertie equivalente I_e d'un refend avec ouvertures est l'inertie d'un refend lineaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, presenterait à son sommet une flèche egale à celle du refend avec ouvertures.

c) NOTATIONS :

- I : inertie totale du refend
- E : Coefficient d'elasticité du materiau constituant le refend
- R_i : Aire de l'element i

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}} = \text{moment statique de chacun des elements de refend par - rapport au centre de gravité de l'ensemble}$$

- i : inertie du linteau
- E' : Coefficient d'elasticité du materiau constituant le linteau

- l : hauteur d'un etage
- Z : hauteur du batiment
- C : demi - distance entre les centres de gravité des deux elements de refend

- a : demi - portée de l'ouverture
- Π : effort tranchant dans le linteau
- N : effort normal dans chaque element
- α : Coefficient de monolithisme du refend

$\alpha = \omega Z$
avec
$$\omega = \sqrt{\frac{3E_i'}{E(I_a + I_b)} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 l}}$$

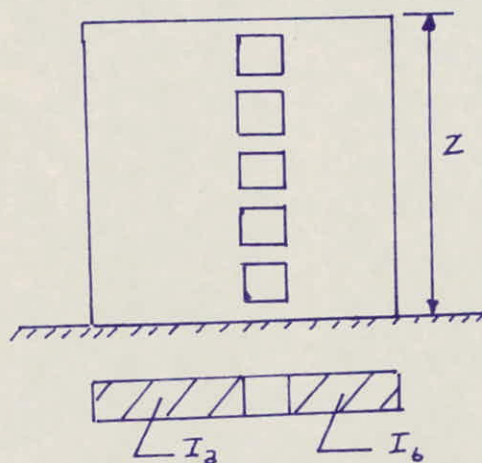
METHODE DE CALCUL :

On calcul l'inertie equivalente d'un refend avec une file d'ouvertures symétriques ou non avec la formule suivante :

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c \psi_0}{(I_a + I_b) \alpha^2} + 1}$$

où $I = I_a + I_b + 2 m c$ et $\psi_0 = \psi$ à la cote 0

Ou determine ψ_0 à l'aide des abaques donnés dans le livre de Monsieur "MARIUS DIVERS"



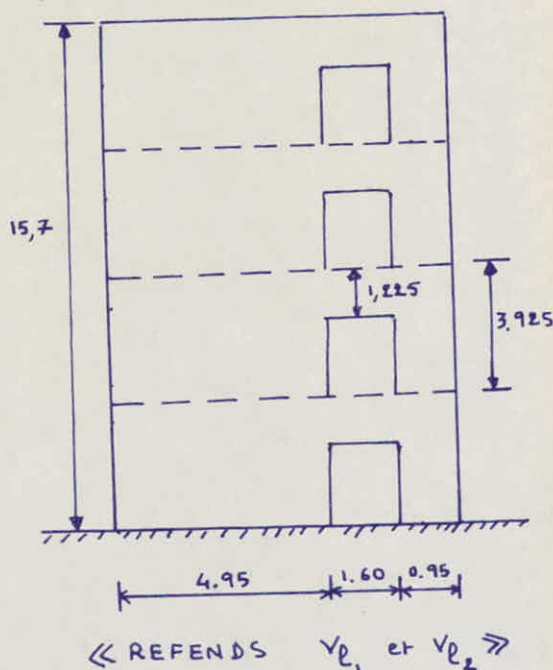
APPLICATION :

SENS LONGITUDINAL

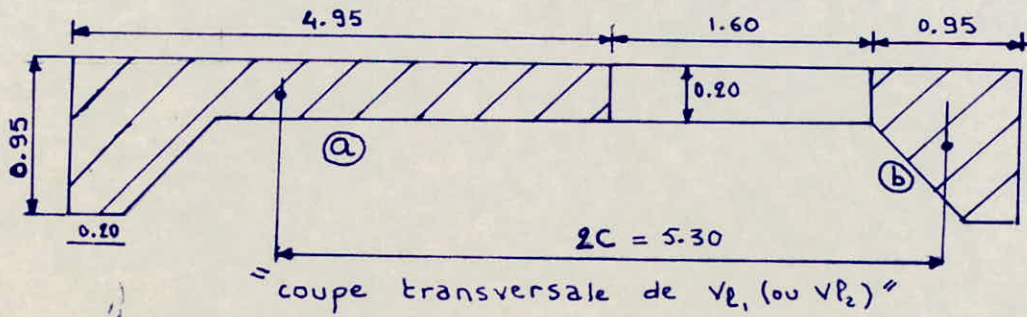
REMARQUES :

- pour la détermination de Z on a supposé que l'encastement est au niveau du rez-de-chaussée.

La justification sera donnée ultérieurement



- Les hauteurs des étages ne sont pas constantes mais très voisines. pour l'application de la méthode on a déterminé une hauteur moyenne (idem pour les linteaux)



DETERMINATION DES C.-D.-G. DES ELEMENTS:

ELEMENT (b)

C.D.G.

$$S_1 = 0.75 \times 0.20 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0.2 \times 0.95 = 0.19 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{1}{2} (0.75 \times 0.75) = 0.28 \text{ m}^2$$

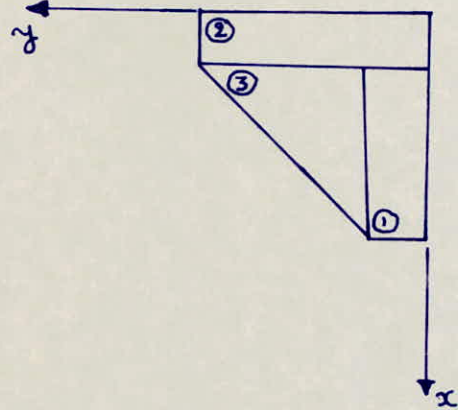
$$y_1 = \frac{1}{2} \cdot 0.20 = 0.10 \text{ m}$$

$$y_2 = \frac{1}{2} \cdot 0.95 = 0.475 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{1}{3} \cdot 0.75 + 0.20 = 0.45 \text{ m}$$

$$y_b = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$$

$$y_b = \frac{0.15 \cdot 0.10 + 0.19 \cdot 0.475 + 0.28 \cdot 0.45}{0.15 + 0.19 + 0.28} = 0.373$$



INERTIE PROPRE DE (b)

$$a_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.102 \text{ m}$$

$$a_3 = 0.077 \text{ m}$$

$$I_{G_1} = \frac{(0.20)^3 (0.75)}{12} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

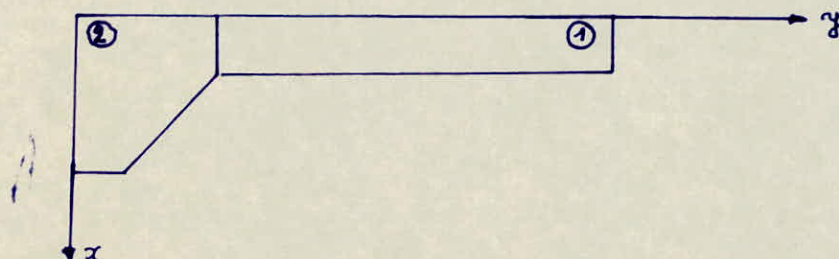
$$I_{G_2} = \frac{(0.95)^3 (0.20)}{12} = 0.0143 \text{ m}^4$$

$$I_{G_3} = \frac{1}{36} (0.75)^3 (0.75) = 8.79 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_b = I_{G_1} + I_{G_2} + I_{G_3} + a_1^2 S_1 + a_2^2 S_2 + a_3^2 S_3$$

$$I_b = 0.038 \text{ m}^4$$

ELEMENT (a)



DETERMINATION DU C.D.G DE L'ELEMENT (a)

$$S_1 = 0.20 \times 4 = 0.80 \text{ m}^2$$

$$y_1 = \frac{4}{2} + 0.95 = 2.95 \text{ m}$$

$$S_2 = 0.62 \text{ m}^2$$

$$y_2 = 0.373 \text{ m}$$

$$y_a = \frac{0.80 \cdot 2.95 + 0.62 \cdot 0.373}{0.80 + 0.62} = 1.825 \text{ m}$$

INERTIE DE L'ELEMENT (a)

$$a_1 = 1.125 \text{ m}$$

$$I_{G_1} = \frac{(4)^3 \cdot 0.20}{12} = 1.067 \text{ m}^4$$

$$a_2 = 1.452 \text{ m}$$

$$I_{G_2} = 0.038 \text{ m}^4$$

$$I_a = I_{G_1} + I_{G_2} + a_1^2 S_1 + a_2^2 S_2$$

$$I_a = 3.42 \text{ m}^4$$

INERTIE DU LINTEAU

$$i = \frac{b h_l^3}{12} = \frac{0.2 (1.225)^3}{12} = 0.031 \text{ m}^4$$

(h_l : étant la hauteur du linteau)

RESULTATS :

$2C = 5,30 \text{ m}$
$\Omega_a = 1.42 \text{ m}$
$\Omega_b = 0.62 \text{ m}$
$m = 2.287 \text{ m}^3$
$a = 0.80 \text{ m}$
$\alpha = 7.69$
$\Psi_0 = 0.545$
$I_e = 12.38 \text{ m}^4$

$\cdot (1 < \alpha < 10) \Rightarrow$ referend à ouvertures moyennes

SENS TRANSVERSAL:

Dans le sens transversal nous avons 2 voiles pleins "identiques"

$$I_v = 2 I_{A/x-x} + 2 I_{B/x-x} + I_{C/x-x} \dots \dots \dots (1)$$

$$I_{C/x-x} = \frac{(6.30)^3 \cdot (0.20)}{12} = 4,167 \text{ m}^4$$

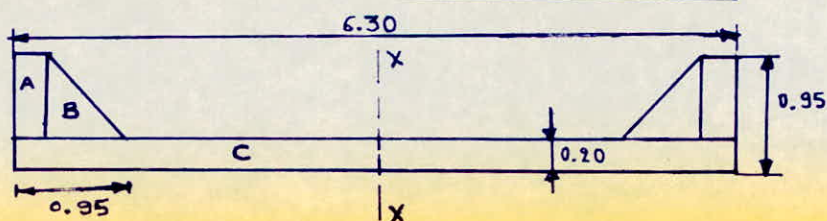
$$I_{A/x-x} = \frac{(0.20)^3 \cdot 0.75}{12} + 0.20 \cdot 0.75 \left(\frac{6.30}{2} - 0.10 \right)^2 = 1.396 \text{ m}^4$$

$$I_{B/x-x} = \frac{1}{36} 0.75 (0.75)^3 + \frac{(0.75)^2}{2} (2.7)^2 = 2.059 \text{ m}^4$$

Nous rappelons que l'inertie propre d'un triangle est donné par $I = \frac{1}{36} b h^3$

La formule (1) donne

$$I_v = 11.077 \text{ m}^4$$



INERTIE DE CHAQUE NIVEAU:

L'inertie d'un niveau est donnée par la somme des inerties propres des voiles et des poteaux.

Les poteaux de noie bâtiment sont carrés donc:

$$I_{\text{poteau}} = \frac{a^4}{12} \quad a: \text{côté du poteau.}$$

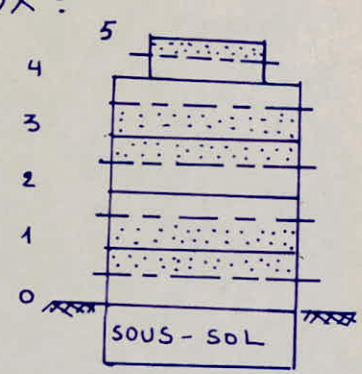
SENS	NIVEAUX	NOMBRE		INERTIE TOTALE (m ⁴)	INERTIE TOTALE RETENUE
		VOILES	POTEAUX		
TRANSVERSAL	0-1	2	32	22.32	22.22 m ⁴
	1-2	2	32	22.22	
	2-3				
	3-4				
LONGITUDINAL	0-1	3	32	26.95	26.85 m ⁴
	1-2	3	32	26.85	
	2-3				
	3-4				
TRANS. et LONG.	4-5	0	16	0.177	0.177

REMARQUES: ① Dans le sens longitudinal nous avons 2 voiles avec ouvertures et une voile sans ouvertures (4.95 x 0.20) dont l'inertie est $I_{l3} = 2.02 \text{ m}^4$.
 ② le niveau 0-1 correspond au rez-de-chaussée.


EVALUATION DES MASSES DE NIVEAUX :

Nous avons conçu les masses au niveau des planchers suivant le schéma ci-contre.


Nous donnerons dans ce qui suit le détail de calcul des niveaux 5 et 4.



NIVEAU: ⑤

- Surface du plancher terrasse - - - - - $15,6 \cdot 12 = 187,2 \text{ m}^2$
 - Acrotère - - - - - $0,40 \cdot 0,10 \cdot 2 (12 + 15,6) \cdot 2500 = 5520 \text{ KG}$
 - plancher terrasse - - - - - $620 \times 187,2 = 116064 \text{ ''}$
 - poutres principales - - - - - $4 \cdot 14,4 \cdot 600 = 34560 \text{ ''}$
 - $\frac{1}{2}$ poteaux (12 p 40.40) - - - - - $12 (0,40)^2 \frac{3,05}{2} \cdot 2500 = 7320 \text{ ''}$
 - poutres secondaires - - - - - $4 \cdot 10,8 \cdot 500 = 21600 \text{ ''}$
 - $\frac{1}{2}$ poteaux (4 p de forme ) - - - - - $4 \cdot 0,565 \cdot \frac{3,05}{2} \cdot 2500 = 8616 \text{ ''}$
 - $\frac{1}{2}$ Murs extérieurs - - - - - $\frac{1}{2} \cdot 1314 \cdot 2 (12 + 15,6) = 36266 \text{ ''}$
 - 20% des surcharges - - - - - $\frac{1}{5} \cdot 18720 = 3744 \text{ ''}$
-
- $\Sigma = 234 \text{ t}$

NIVEAU: ④

- Acrotère - - - - - = 24390 KG
 - poids du plancher extérieur au noyau - - - - - =
 - $(620 \cdot 408,96) + (575 \cdot 142,67) = 335590 \text{ ''}$
 - poutres principales - - - - - $4 \cdot 35,15 \cdot 600 = 84360 \text{ ''}$
 - poutres secondaires - - - $(19,6 \cdot 2 + 7,6 \cdot 4 + 7,15 \cdot 4) \cdot 500 = 49100 \text{ ''}$
 - Console - - - - - $112,8 \cdot 2500 \cdot 0,15 = 42300 \text{ ''}$
 - $\frac{1}{2}$ Murs extérieurs (supérieurs et inférieurs) - - - = 122858 ''
 - $\frac{1}{2}$ poteaux (32 p 40.40) - - - - - = 24960 ''
 - $\frac{1}{2}$ poteaux (4 p de forme ) - - - - - = 8616 ''
 - $\frac{1}{2}$ voiles supérieurs ($v_{t_1}, v_{t_2}, v_{l_1}, v_{l_2}, v_{l_3}$) - - - - - = 32931 ''
 - plancher intérieur au noyau - - - - - = 5907 ''
 - Revêtement plancher intérieur au noyau (120 KG/m^2) = 1856 ''
 - Escaliers (y compris garde Corps) - - - - - = 5786 ''
 - 20% des surcharges - - - - - $\frac{1}{5} \cdot 127771 = 25554 \text{ ''}$
-
- $\Sigma = 764 \text{ t}$

RESULTATS

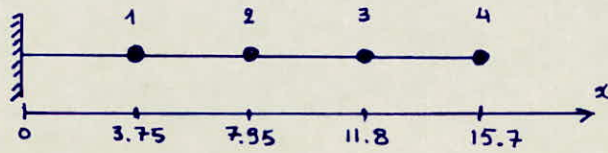
NIVEAUX	1	2	3	4	5
MASSSES (t)	1072	816	842	764	234

REMARQUE: pour le niveau ① nous avons pris 50% des surcharges car elles sont fortes.

CALCUL DES DEPLACEMENTS UNITAIRES :

Le calcul suivant

est valable dans les deux sens.



EXEMPLE DE CALCUL

$$P = 1 \quad \text{en} \quad i = 4$$

$$\bullet j = 4 \quad \delta_{44} = \frac{1}{EI} \frac{(15.70)^2}{2} \left(15.70 - \frac{1}{3} 15.70 \right) = \frac{1}{EI} 1289.96$$

$$\bullet j = 3 \quad \delta_{43} = \frac{1}{EI} \frac{(11.8)^2}{2} \left(15.70 - \frac{1}{3} 11.8 \right) = \frac{1}{EI} 819.20$$

$$\bullet j = 2 \quad \delta_{42} = \frac{1}{EI} \frac{(7.95)^2}{2} \left(15.70 - \frac{1}{3} 7.95 \right) = \frac{1}{EI} 412.40$$

$$\bullet j = 1 \quad \delta_{41} = \frac{1}{EI} \frac{(3.75)^2}{2} \left(15.70 - \frac{1}{3} 3.75 \right) = \frac{1}{EI} 101.60$$

RESULTATS :

$j \setminus i$	1	2	3	4
1	$\frac{1}{EI} 17.58$	$\frac{1}{EI} 47.11$	$\frac{1}{EI} 74.18$	$\frac{1}{EI} 101.60$
2	$\frac{1}{EI} 47.11$	$\frac{1}{EI} 167.49$	$\frac{1}{EI} 289.15$	$\frac{1}{EI} 412.40$
3	$\frac{1}{EI} 74.18$	$\frac{1}{EI} 289.15$	$\frac{1}{EI} 547.68$	$\frac{1}{EI} 819.20$
4	$\frac{1}{EI} 101.60$	$\frac{1}{EI} 412.40$	$\frac{1}{EI} 819.20$	$\frac{1}{EI} 1289.96$

CALCUL DE LA PERIODE :

REMARQUES : (relatives au dernier étage)

① Son inertie est très faible par rapport à celle des autres niveaux, par suite sa période est différente de celle des autres niveaux

② Son inertie, sa masse et ses dimensions sont faibles par-rapport à celles des autres niveaux.

CONCLUSION : Sous l'effet des charges sismiques, son incidence sur la structure est négligeable « phénomène local ».

METHODE DE CALCUL :

① Pour le calcul de la période de tout le bâtiment nous allons concentrer la masse du niveau ⑤ au niveau ④

② pour le calcul de la période du dernier étage, nous le supposons encastré au niveau du 4^{ème} étage.

DEPLACEMENTS STATIQUES :

Les déplacements statiques sont donnés à l'aide de la formule suivante :

$$x_i = \sum_{j=1}^n M_j \delta_{ji}$$

EXEMPLE : (sens transversal)

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{1}{EI} M_1 \delta_{11} + M_2 \delta_{21} + M_3 \delta_{31} + M_4 \delta_{41} \\ &= 1.19 \cdot 10^8 (1072 \cdot 17.58 + 816 \cdot 47.11 + 842 \cdot 74.18 + 998 \cdot 101.60) \\ &= 0.0026 \text{ m} \end{aligned}$$

Les autres valeurs seront résumées dans un tableau.

La période dans le sens transversale :

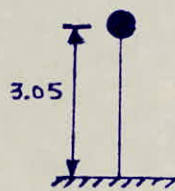
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1072 (0.0026)^2 + 816 (0.01)^2 + 842 (0.019)^2 + 998 (0.0288)^2}{9.81 [(1072) (0.0026) + 816 (0.01) + 842 (0.019) + 998 (0.0288)]}}$$

$$\underline{T = 0.297 \text{ s}}$$

RESULTATS

SENS LONGITUDINAL	SENS TRANSVERSAL
$E = 378 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$	$E = 378 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$
$I_l = 26.85 \text{ m}^4$	$I_t = 22.22 \text{ m}^4$
$x_1 = 0.0022 \text{ m}$	$x_1 = 0.0026 \text{ m}$
$x_2 = 0.0083 \text{ m}$	$x_2 = 0.0100 \text{ m}$
$x_3 = 0.0157 \text{ m}$	$x_3 = 0.0190 \text{ m}$
$x_4 = 0.0239 \text{ m}$	$x_4 = 0.0288 \text{ m}$
$T_l = 0.270 \text{ s}$	$T_t = 0.297 \text{ s}$

PERIODE DU DERNIER ETAGE :



$$m = 234 \text{ t}$$

$$I = 0.177 \text{ m}^4$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{x_{ST}}{g}} \quad \text{avec} \quad x_{ST} = \frac{m h^3}{3EI}$$

$$x_{ST} = \frac{234 (3.05)^3}{3 \cdot 378 \cdot 10^4 \cdot 0.177} = 3.31 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{3.31 \cdot 10^{-3}}{9.81}} = 0.115 \text{ s}$$

ETUDE SISMIQUE

Chaque année, un grand nombre de mouvements sismiques se produisent dans les couches les plus superficielles de l'écorce terrestre et l'on peut même dire que la planète est perpétuellement soumise aux tremblements de terre.

Vu les importants dégâts causés par le séisme, il est de notre devoir de concevoir et d'exécuter des constructions permettant de fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Notre bâtiment sera implanté à "Constantine" région de moyenne sismicité (« ZONE. II. »). Il sera calculé suivant la méthode statique équivalente exposée dans le RPA-81 (« Les conditions d'application de cette méthode sont satisfaites »).

TORSION

L'augmentation de l'effet tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être pris en compte.

$$e(\text{excentricité de calcul}) = \max \left\{ \begin{array}{l} \bullet 5\% \text{ de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré} \\ \bullet \text{excentricité théorique} \end{array} \right.$$

CALCUL DU CENTRE DE MASSE :

Par rapport à un système d'axes (ox, oy) choisi arbitrairement, on détermine le C.D.G. des éléments verticaux et horizontaux et par la suite le C.D.G. de chaque niveau.

Les coordonnées du C.D.G. sont :

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_i}{\sum_{i=1}^n M_i} ; \quad y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i y_i}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

EXEMPLE : "NIVEAU 4"

ELEMENTS	M (KG)	X _G (m)	Y _G (m)
Acrotère	24390	14.95	12.15
plancher extérieur au noyau	335590	14.95	12.15
poutres principales	84360	14.95	12.15
poutres secondaires	49100	14.95	12.15
Consoles	42.300	14.95	12.15
$\frac{1}{2}$ Murs ext. sup. et inf	122858	14.95	12.15
$\frac{1}{2}$ poteaux	33576	14.95	12.15
Voiles V _{e1} , V _{e2} , V _{t1} , V _{t2} + ouvertures	30518	14.95	12.15
ouvertures de V _{e1} et V _{e2}	2160	16.95	12.15
voile V _{e3}	4573	13.78	10.40
palier	2272	15.17	13.45
Paillassé et marches	3450	14.50	14.35
garde corps	64	14.50	13.55
planchers int au noyau	3827	15.17	10.40
	3936	17.30	13.45
20% surcharges d'exploitation	25554	14.95	12.15

$$X_G = \frac{11423993.73}{764208} = 14.948 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{9286177.2}{764208} = 12.151 \text{ m.}$$

CALCUL DU CENTRE DE TORSION :

Les coordonnées du centre de torsion par rapport à un système d'axes (ox ; oy) sont :

$$x_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{x_i} x_i}{\sum_{i=1}^n I_{x_i}} ; \quad y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{y_i} y_i}{\sum_{i=1}^n I_{y_i}}$$

avec I_i : inertie propre de l'élément (i)

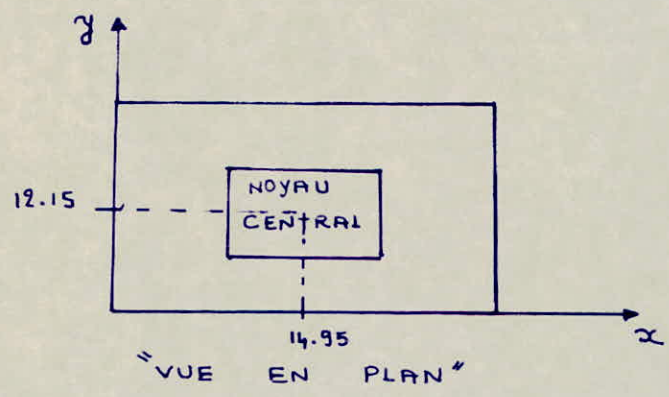
Dans notre cas, étant donné que le contreventement est assuré uniquement par les voiles, nous calculerons le centre de torsion sans tenir compte des poteaux.

Nous donnerons dans ce qui suit les coordonnées du centre de masse et de torsion et les excentricités des différents niveaux

EXCENTRICITÉS

NIVEAUX	X_G (m)	X_{CT} (m)	e_x (m)	$e_{xacc}^{(m)}$	y_G (m)	y_{CT} (m)	e_y (m)	$e_{yacc}^{(m)}$
4	14.95	14.95	0	1.495	12.15	12.01	0.14	1.215
3	14.95	14.95	0	1.495	12.15	12.01	0.14	1.215
2	14.95	14.95	0	1.495	12.15	12.01	0.14	1.215
1	14.95	14.95	0	1.495	12.15	12.01	0.14	1.215
0	14.95	14.95	0	1.495	12.15	12.01	0.14	1.215

Il est évident que l'excentricité de calcul sera "l'accidentelle"



EVALUATION DES FORCES SISMISTIQUES

FORCE SISMISTIQUE MINIMUM: (V)

d'après le RPA 81 "art. 3.3.1"

La force sismistique minimum est égale à :

$$V = ADB\phi.W$$

A: Coefficient d'accélération des zones, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismistique.

Dans notre cas : Groupe d'usage II } $\rightarrow A = 0.15$
zone II

D: Facteur d'amplification dynamique, dépend de la nature du sol et de la période T du bâtiment

Dans notre cas :

$$T < 0.3s \rightarrow D = 2$$

B: Facteur de comportement de la structure, dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements.

Dans notre cas :

Notre bâtiment est classé dans la catégorie 3 : ossature contreventée par voiles.
Les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

$$\rightarrow B = \frac{1}{4}$$

Q: Facteur de qualité est donné par $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$
où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q \rightarrow critère observé $\Rightarrow P_q = 0$
critère non observé $\Rightarrow P_q = 0.1$

Dans notre cas :

- 1) Condition minimale des files portées $\rightarrow P_q = 0.1$
- 2) Surabondance en plan $\dots \dots \dots \rightarrow P_q = 0.1$

- 3) Symétrie en plan $\rightarrow P_q = 0$
 4) Régularité en élévation $\rightarrow P_q = 0$
 5) Contrôle de la qualité des matériaux . . . $\rightarrow P_q = 0$
 6) Contrôle de la qualité de la construction $\rightarrow P_q = 0$
 $\rightarrow Q = 1.2$

W: Poids de la structure

Dans notre cas: $W = 3728 \text{ t}$

$\rightarrow V = 335.52 \text{ t}$ dans les 2 sens

DISTRIBUTION DE (V): (sens haus. et long.)

La force latérale totale (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_t = \begin{cases} 0 & \text{si } T \leq 0.7 \Delta \\ 0.07 T V & \text{si } T > 0.7 \Delta \end{cases} \quad \text{et } F_t \leq 0.25 V$$

L'effort horizontal au niveau K est:

$$F_K = \frac{(V - F_t) w_K h_K}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

APPLICATION NUMÉRIQUE:

AVEC :	$w_1 = 1072 \text{ t}$		$h_1 = 3.75 \text{ m}$
	$w_2 = 816 \text{ t}$	et	$h_2 = 7.95 \text{ m}$
	$w_3 = 842 \text{ t}$		$h_3 = 11.80 \text{ m}$
	$w_4 = 998 \text{ t}$		$h_4 = 15.70 \text{ m}$

Nous avons:

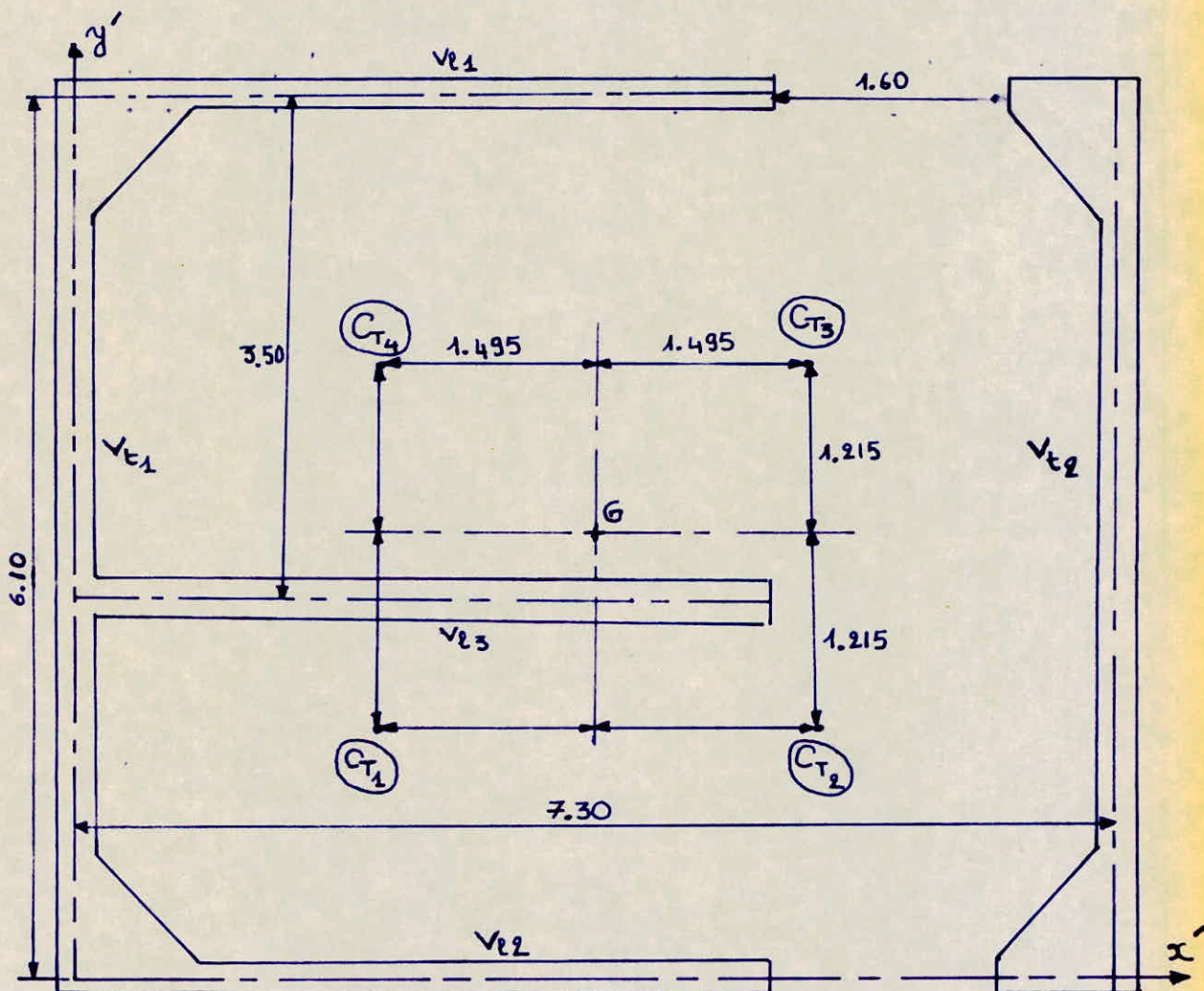
$$\left\| \begin{array}{l} F_1 = 37.35 \text{ t} \\ F_2 = 60.27 \text{ t} \\ F_3 = 92.32 \text{ t} \\ F_4 = 145.58 \text{ t} \end{array} \right.$$

Vérification $\sum F_i = 335.52 \text{ t} = V.$

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

Le système de contreventement est la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques ou sismiques.

Dans notre cas le contreventement est assuré par le noyau central qui est composé de deux voiles transversaux et trois longitudinaux (v_{t1} , v_{t2} et v_{l1} , v_{l2} , v_{l3}).



DISTRIBUTION DES CHARGES HORIZONTALES

METHODE DU CENTRE DE TORSION:

La déformation en plan d'un bâtiment sous l'action des charges horizontales peut être décomposée en deux:

- une déformation de translation parallèle à la charge horizontale.

• Une déformation de rotation autour d'un point fixe qui est le centre de torsion.

En admettant que les refends sont parfaitement encastés à leur base, le produit EI de ces éléments est constant sur toute la hauteur et les planchers restent indéformables horizontalement; alors l'effort repris par chaque refend est proportionnel à son inertie ainsi qu'au déplacement qu'il subit.

Cet effort sera la somme des efforts engendrés par la translation et par la rotation.

REMARQUES:

① Normalement la distribution des efforts s'effectue suivant les rigidités, mais comme les refends ont le même module d'élasticité et la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis, il est possible de l'effectuer suivant les inerties.

② L'excentricité de calcul est accidentelle, c'est pourquoi nous allons envisager dans les calculs quatre (4) cas (C_{T1} , C_{T2} , C_{T3} et C_{T4}) "voir fig", et retiendrons le cas le plus défavorable.

Dans ce qui suit nous donnerons les formules de calcul:

• Effort engendré par la translation:

$R'_{y_i} = \frac{H_y I_{x_i}}{\sum_{i=1}^n I_{x_i}}$ si l'effort est dirigé suivant l'axe y

$R'_{x_i} = \frac{H_x I_{y_i}}{\sum_{i=1}^n I_{y_i}}$ si l'effort est dirigé suivant l'axe x

• Effort engendré par la rotation

$R''_{y_i} = \frac{H e_x I_{x_i} x_i}{J}$
 $R''_{x_i} = \frac{H e_x I_{y_i} y_i}{J}$ } si l'effort est dirigé suivant y

$$\left. \begin{aligned} R''_{x_i} &= \frac{H e_y I_{x_i} y_i}{J} \\ R''_{y_i} &= \frac{H e_y I_{x_i} x_i}{J} \end{aligned} \right\} \text{ si l'effort est dirigé suivant } x$$

$$\text{avec } J = \sum I_{x_i} x_i^2 + \sum I_{y_i} y_i^2$$

$$H = V \text{ (force sismique totale)}$$

Par conséquent l'effort résultant sera

$$R = R' + R'' \quad * \text{ Ne pas tenir compte de } R'' < 0 \text{ (RPA. 81)}$$

REMARQUES :

① Nous allons calculer l'inertie I_y du voile V_{t_1} :

$$x_G = \frac{\sum x_i S_i}{\sum S_i} = 0.382 \text{ m}$$

$$I_y = 0.142 \text{ m}^4 \quad I_y: \text{ inertie propre du voile } V_{t_1}$$

$$\text{Donc } I_y = 0.142 \text{ m}^4 \lll I_x = 11.077 \text{ m}^4$$

CONCLUSION :

Nous admettrons que les inerties des voiles sont :

$$\bullet \text{ voiles transversaux } \begin{cases} I_x \neq 0 \\ I_y = 0 \end{cases}$$

$$\bullet \text{ voiles longitudinaux } \begin{cases} I_x = 0 \\ I_y \neq 0 \end{cases}$$

② Nous ferons les calculs pour une force horizontale de 1t ; ultérieurement les efforts horizontaux de chaque niveau seront distribués dans les mêmes proportions.

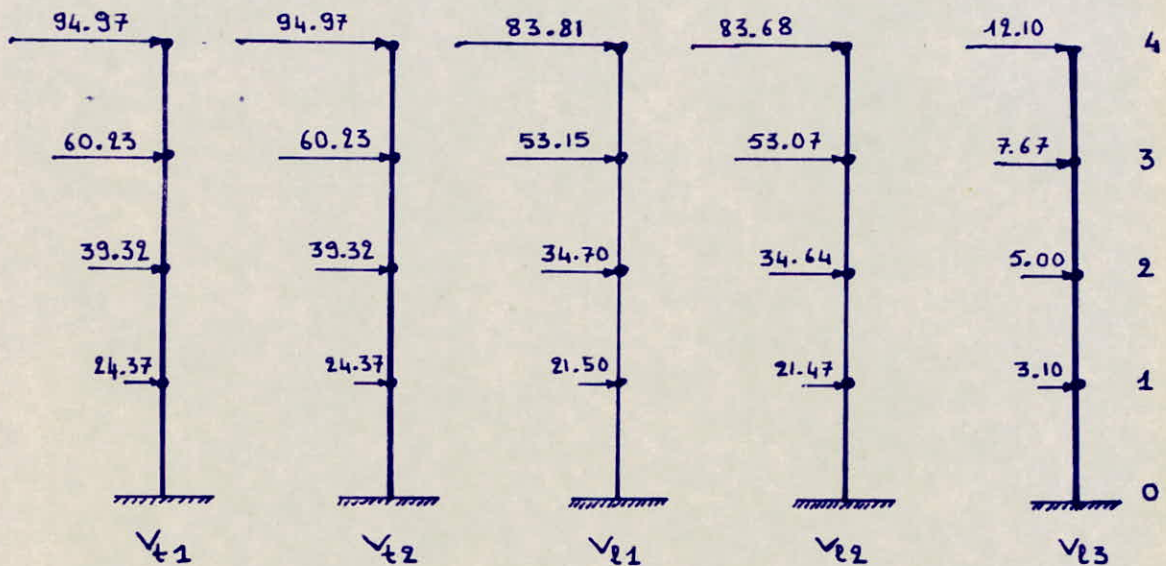
DISTRIBUTION DES CHARGES HORIZONTALES

VOILES	C _{Ti}	INERTIES (m ⁴)		VALEURS DE CALCUL (m)		FORCES DE TRANSLATION		FORCES DE ROTATION		FORCES FINALES			
		I _x	I _y	x	y	I _x x ²	I _y y ²	R _x	R _y	R _x	R _y		
V _{e1}	C _{T1}	11.077	0	-1.87		38.86		0	0.5	-0.0587		0.5000	
	C _{T2}	11.077	0	-4.86		261.96		0	0.5	0.1524		0.6524	
	C _{T3}	11.077	0	-4.86		261.96		0	0.5	0.1512		0.6512	
	C _{T4}	11.077	0	-1.87		38.86		0	0.5	-0.0582		0.5000	
V _{e2}	C _{T1}	11.077	0	4.86		261.96		0	0.5	0.1524		0.6524	
	C _{T2}	11.077	0	1.87		38.86		0	0.5	-0.0587		0.5000	
	C _{T3}	11.077	0	1.87		38.86		0	0.5	-0.0582		0.5000	
	C _{T4}	11.077	0	4.86		261.96		0	0.5	0.1512		0.6512	
V _{e3}	C _{T1}	0	12.38		3.98		196.40	0.4623	0	0.1134		0.5757	
	C _{T2}	0	12.38		3.98		196.40	0.4623	0	0.1134		0.5757	
	C _{T3}	0	12.38		1.55		29.86	0.4623	0	-0.0439		0.4623	
	C _{T4}	0	12.38		1.55		29.86	0.4623	0	-0.0439		0.4623	
V _{e4}	C _{T1}	0	12.38		-1.55		29.86	0.4623	0	-0.0442		0.4623	
	C _{T2}	0	12.38		-1.55		29.86	0.4623	0	-0.0442		0.4623	
	C _{T3}	0	12.38		-3.98		196.40	0.4623	0	0.1125		0.5748	
	C _{T4}	0	12.38		-3.98		196.40	0.4623	0	0.1125		0.5748	
V _{e5}	C _{T1}	0	2.02		0.77		1.18	0.0754	0	0.0036		0.0790	
	C _{T2}	0	2.02		0.77		1.18	0.0754	0	0.0036		0.0790	
	C _{T3}	0	2.02		-1.67		5.60	0.0754	0	0.0077		0.0831	
	C _{T4}	0	2.02		-1.67		5.60	0.0754	0	0.0077		0.0831	
		Σ	Σ										
		22.154	26.78										

C _{Ti}	J _(cm²)	e _x (cm)	e _y (cm)
C _{T1}	528.26	1.495	1.215
C _{T2}	528.26	-1.495	1.215
C _{T3}	532.68	-1.495	-1.215
C _{T4}	532.68	1.495	-1.215

C_T ≡ Centre de torsion.

EFFORTS TRANCHANTS (NON CUMULÉS)
DE CHAQUE NIVEAU



EVALUATION DES SOLLICITATIONS DANS LES REFENDS

REFENDS PLEINS

Sous l'effet des charges verticales, le refend est soumis à un effort normal N .

Sous l'effet des charges horizontales le refend est soumis

- à un effort tranchant T
- à un moment flechissant M .

REFENDS AVEC UNE FILE D'OUVERTURES

Connaissant la distribution de l'effort tranchant ainsi que celle du moment flechissant pour l'ensemble du refend avec ses ouvertures, il convient de déterminer la part d'effort reprise par chaque élément du refend ainsi que celle reprise par les linteaux.

La méthode de calcul sera celle proposée par

MM ALBIGES et GOULET, elle concerne les bâtiments peu élevés et dont les refends possédant une file d'ouvertures de moyennes dimensions ($1 < \alpha < 10$)

Elle est basée sur les hypothèses suivantes :

1) Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

2) Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage

Nous admettrons que :

- Le bâtiment est peu élevé
- La hauteur d'étage est constante
- Les linteaux qui lient les deux éléments de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques.
- Les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de celle de chacun des éléments de refend.

Nous donnerons dans ce qui suit le résultat de la démonstration de la méthode utilisée.

NOTATIONS : $I = I_1 + I_2 + 2mc$.

T_i : effort tranchant moyen au niveau de l'étage i

M_i : moment flechissant dans l'élément i

π : l'effort tranchant dans le linteau.

h : hauteur d'étage

Les autres notations gardent les mêmes significations citées dans le calcul des inerties équivalentes.

En admettant que les hypothèses déjà énoncées sont satisfaites, nous avons :

EFFORTS TRANCHANTS DANS LES LINTEAUX :

Nous obtiendrons les efforts tranchants dans les linteaux en résolvant le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} \pi_2 - (2 + \omega^2 h^2) \pi_1 + 0 & = -\omega^2 m h^3 T_1 / I \\ \pi_3 - (2 + \omega^2 h^2) \pi_2 + \pi_1 & = -\omega^2 m h^3 T_2 / I \\ \vdots & \vdots \\ \pi_n - (2 + \omega^2 h^2) \pi_{n-1} + \pi_{n-2} & = -\omega^2 m h^3 T_{n-1} / I \end{cases}$$

$$\text{et : } \pi_n (1 + \omega^2 h^2) - \pi_{n-1} = \omega^2 m h^3 T_n / I$$

MOMENTS DANS LES ELEMENTS :

Les moments M_i dans les elements de refend à la côte x seront calculés à l'aide des formules :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} M - 2C \sum_x^H \pi$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} M - 2C \sum_x^H \pi$$

M : étant le moment résultant total dans la section de côte x dû aux forces horizontales extérieures appliquées au refend.

REMARQUE :

Seuls les refends V_{e1} et V_{e2} sont avec ouvertures. Comme les forces sismiques qui agissent sur eux sont très voisines, nous ne ferons le calcul que pour V_{e2}

RESULTATS :

$$\left. \begin{aligned} \pi_2 - 5.7 \pi_1 &= -194.87 \\ \pi_3 - 5.7 \pi_2 + \pi_1 &= -164.85 \\ \pi_4 - 5.7 \pi_3 + \pi_2 &= -117.93 \\ 4.7 \pi_4 - \pi_3 &= 44.77 \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{aligned} \pi_1 &= 41.50 \text{ t} \\ \pi_2 &= 41.70 \text{ t} \\ \pi_3 &= 31.23 \text{ t} \\ \pi_4 &= 18.25 \text{ t} \end{aligned}$$

avec $T_1 = 182.125 \text{ t}$; $T_2 = 154.07 \text{ t}$; $T_3 = 110.215 \text{ t}$; $T_4 = 41.84 \text{ t}$

Nous resumerons les resultats sur le tableau suivant :

Niv	H-x (m)	M (t.m)	π_i (t)	$2C\pi$	$2C \sum \pi$	$M - 2C \sum \pi$	M_1 (tm)	M_2 (tm)	$M_e = \sum \pi a$ (t.m)
4	0.00	0.00	18.25	96.72	96.72	-96.72	-95.75	-0.97	14.60
3	3.925	328.44	31.23	165.52	262.24	66.20	65.54	0.66	24.98
2	7.850	865.19	41.70	221.01	483.25	381.94	378.00	3.82	33.36
1	11.775	1537.89	41.50	219.95	703.20	834.70	826.35	8.34	33.20
0	15.700	2294.87	0.00	0.00	703.20	1591.67	1575.80	15.91	0.00

L'effort normal dans chaque element est : $N = \sum \pi = 132.68 \text{ t}$

VERIFICATION A LA BASE : $M = M_1 + M_2 + 2NC$

$$M = 1575.80 + 15.91 + 2 \cdot 132.68 \frac{5.30}{2} \text{ (Verifié).}$$

R.P.A .81.

ARTICLES ET RECOMMANDATIONS :

• DISPOSITIONS GÉNÉRALES

Ne sont considérés comme voiles de contreventement que les voiles satisfaisant aux conditions

$$l \geq \frac{h_e}{2} \quad \text{et} \quad l \geq 5t$$

L'épaisseur minimale admissible est de 15 cm pour les constructions du groupe d'usage 2 en zone II

L'épaisseur minimale des murs de refend doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de (rigidité) aux échelonnés. (voir RPA)

Dans notre cas :

Tous les voiles ont $t = 20 \text{ cm}$

Le plus petit voiles (V_{t_3}) possède une longueur $l = 4,95 \text{ m}$.

$$\rightarrow l = 4,95 \text{ m} > 5 \cdot t = 5 \cdot 0,20 = 1 \text{ m}$$

En prenant la plus grande hauteur d'étage $h_e = 3,90 \text{ m}$ nous avons $t = 20 \text{ cm} > \frac{3,90 \cdot 10^2}{20} = 19,5 \text{ cm} = \frac{h_e}{20}$

$$\text{et } l = 4,95 \text{ m} > \frac{h_e}{2} = \frac{3,90}{2}$$

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

• PRINCIPE DE CALCUL :

La vérification de la résistance aux sollicitations normales en flexion, composée les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton sous le premier genre de sollicitations, majorée de 50% au plus.

La contrainte de traction des aciers est au plus égale à σ_{en}

La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec

$T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul

$$N = 0 \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0,12 \frac{\sigma_{t1}}{28}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$$

Les autres recommandations seront données lors du détail de calcul du voile (V_{t_1}).

ETUDE DES VOILES V_{t_1} et V_{t_2} :

- Les valeurs des sollicitations de V_{t_1} et V_{t_2} sont très voisines c'est pourquoi nous allons les ferrailer de la même façon. Les valeurs de calcul sont les suivantes :

$$M = M(V_{t_1}) = M(V_{t_2}) = 2604.55 \text{ t.m}$$

$$N_I = N_{\min}(V_{t_1}) = 141.064 \text{ t} < N_{\min}(V_{t_2})$$

$$N_{II} = N_{\max}(V_{t_2}) = > N_{\max}(V_{t_1})$$

- Nous déterminerons la section des armatures sous $N_I = N_{\min}$ et nous vérifierons les contraintes sous $N_{II} = N_{\max}$

ZONE I :

ARMATURES VERTICALES : (Flexion composée)

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{2604.55}{141.064} = 18.46 \text{ m} \\ e_1 &= \frac{h_t}{6} = \frac{6.30}{6} = 1.05 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \rightarrow \text{section partiellem. comp.}$$

Pour une section partiellement comprimée (ou tendue) soumise à la flexion composée, la méthode que nous allons utiliser pour son calcul est celle du moment fictif (M^f P. CHARON).

Le moment fictif $M^f = M + N_I \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 2978.36 \text{ t.m}$
avec $d = 50 \text{ cm}$ et $h_t = 630 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 M^f}{\sigma_a b h^2} = 0.1581 \rightarrow \left. \begin{aligned} \bullet K &= 18.2 \\ \bullet \epsilon &= 0.8494 \\ \bullet \alpha &= 0.4518 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{4200}{18.2} = 230.8 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 243 \text{ KG/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_I}{\sigma_a} \quad \text{or} \quad A_{FS} = \frac{M^f}{\sigma_a \epsilon h} \quad \text{donc :}$$

$$A_{FC} = \frac{2978.36 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0.8494 \cdot 580} - \frac{141.064 \cdot 10^3}{4200} = 110.36 \text{ cm}^2$$

La zone tendue $l_t = h_t - \alpha h = 3.68 \text{ m}$

d'après RPA.81 $A_{\min} = \frac{0.5}{100} b l_t = 36.8 \text{ cm}^2 < A_{FC}$ donc on maintient $A_{FC} = 110.36 \text{ cm}^2$

La section des aciers tendus par mètre linéaire est :

$$A = \frac{110.36}{3.68} = 30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

ESPACEMENT DES BARRES VERTICALES :

- Zone courante : $s = 20 \text{ cm}$
- Zones extrêmes sur au moins $\frac{h_f}{10}$: $s = 10 \text{ cm}$

Etant donné que la zone tendue est importante par rapport à la section totale du voile ($l_f > \frac{h_f}{2}$) donc cette dernière sera complètement tendue si on prend en compte l'inversement du sisme.

De ce fait le ferrailage sera symétrique par rapport à l'axe transversal médian.

La quantité d'armatures sur $\frac{h_f}{2} = 3,15 \text{ m}$ est :

$$A_{/ml} \frac{h_f}{2} = 94,5 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons $18 \text{ HA}20 + 35 \text{ HA}12 + 29 \text{ HA} \Rightarrow A = 113,23 \text{ cm}^2$

QUANTITÉ MINIMALE D'ACIERS DANS LA ZONE COURANTE :

$$\bar{\sigma}_b = 1,4 \frac{T}{b Z} = 1,4 \frac{218,89 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 580} = 30,19 \text{ KG/cm}^2$$

si $0,025 \sigma'_{28} \leq \bar{\sigma}_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$ le pourcentage minimal des aciers est de 25%

Donc $A_{\min} = \frac{0,25 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A \text{ (adopté)}$
 $(10 \text{ HA}10) A = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

JOINT DE REPRISE DE COULAGE :

Le long des joints de reprise de coulage nous ajoutons aux sections d'aciers tendus, la quantité suivante

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 T}{\sigma_{en} h_f} = 12,74 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Nous adoptons } 12 \text{ HA}12 / \text{ml} \\ = 13,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

LONGUEURS DE RECOUVREMENTS :

Elles doivent être égales à :

- 50ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées.
- Donc notre cas $l_r = 50 \phi = 50 \cdot 20 = 100 \text{ cm}$.

ARMATURES HORIZONTALES :

Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\bar{\omega}_t = \frac{\bar{\sigma} - 8}{\sigma_{en}} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma} = 1.4 \frac{T}{b z}$$

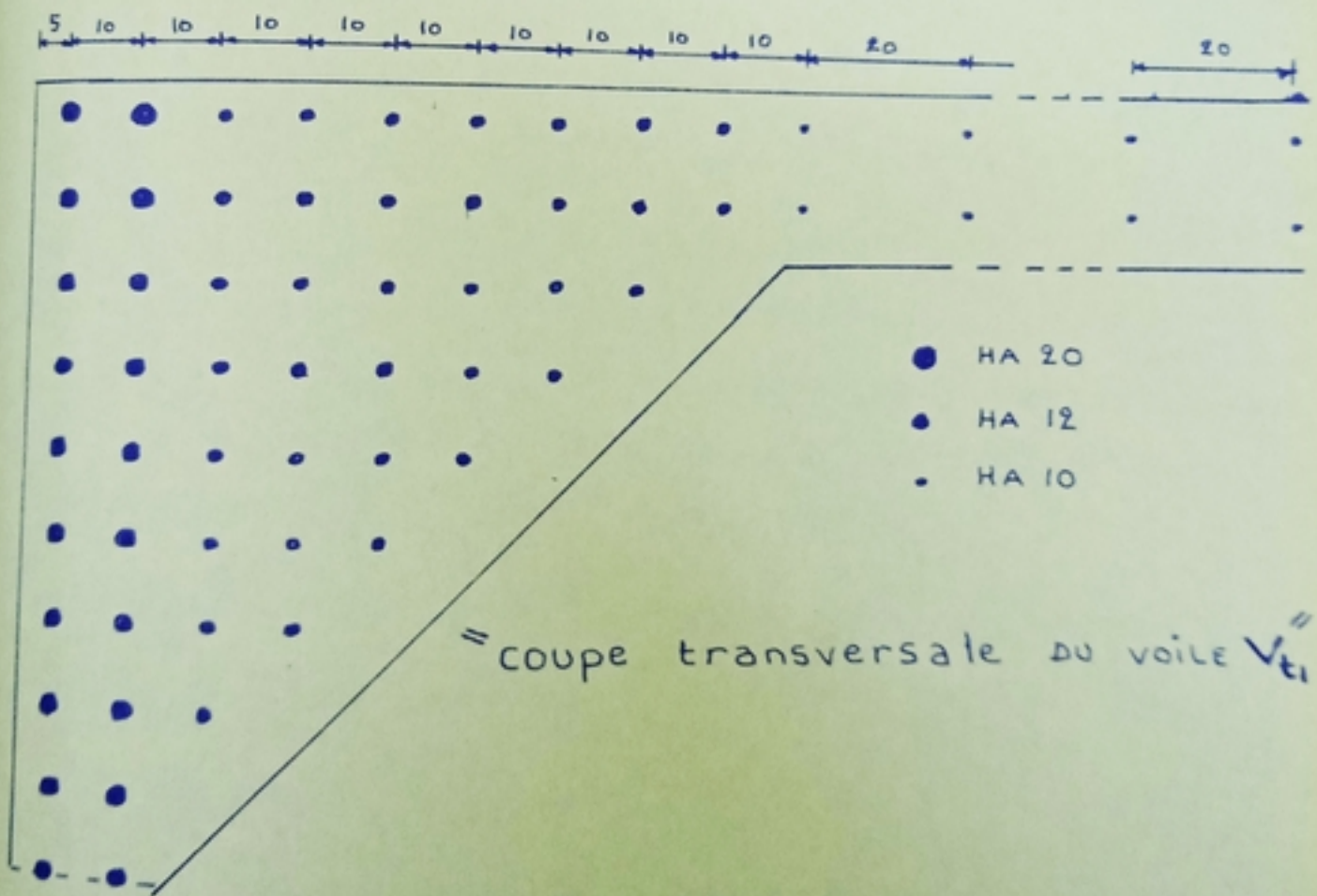
$$\bar{\sigma} = 30.19 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\omega}_t = \frac{30.19 - 8}{4200} = 0.528\% > 0.25\%$$

Nous prenons $A_H = \frac{0.528}{100} 20 \cdot 100 = 10.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Nous adoptons 7 T14/ml ($A = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

ARMATURES TRANSVERSALES :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.



REMARQUE : D'après RPA-81 le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VERIFICATION DES CONTRAINTES : (SOUS $N_I = N_{min}$)

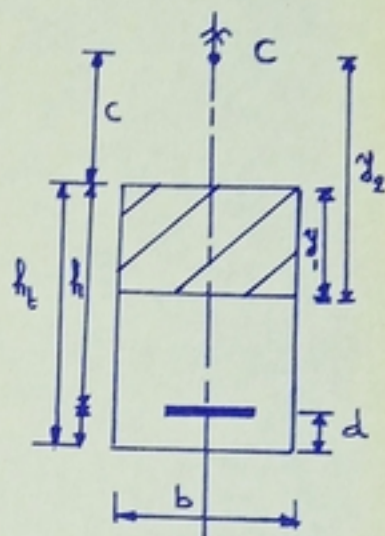
DETERMINATION DU CENTRE DE GRAVITE' DE "A":

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{7905.05}{117.91} = 67.04 \text{ cm} \rightarrow h = 562.96 \text{ cm}$$

d'après MF (P. CHARON) :

$$|C| = e_0 - \frac{h_f}{2} = 1846 - \frac{630}{2} = 1531 \text{ cm}$$

Nous devons prendre C avec un signe négatif $\rightarrow C = -1531 \text{ cm}$



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

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

avec $h_f = 630 \text{ cm}$; $d = 67.04 \text{ cm}$; $A' = 0$; $A = 117,91 \text{ cm}^2$; $b = 20 \text{ cm}$
 $N_I = N_{min} = 141.064 \text{ t}$; $M = 2604,55 \text{ t m}$

Nous obtenons :

$$P = -5920838.294$$

$$q = 4850725409$$

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \text{ devient } y_2^3 - 5920838.294 y_2 + 4850725409 = 0$$

La solution de cette équation est $y_2 = 1793 \text{ cm}$

$$\rightarrow y_1 = y_2 + C = 1793 - 1531 = 262 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h_f - d - y_1)^2$$

$$\rightarrow I = 280097059 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_I y_2}{I} \rightarrow K = 0,903$$

$$\sigma'_b = K y_1 = 0,903 \cdot 262 = 236,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 243 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n K (h_f - d - y_1) = 15 \cdot 0,903 (562,96 - 262) = 4076 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes sous $N_I = N_{min}$ sont vérifiées.

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES : (SOUS $N_{max} = N_{II}$)

$$N_{II} = N_{max} = 230.34 \text{ t}$$

$$M = 2604.55 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$e_o = 11.31 \text{ m} > \frac{h_t}{6} \Rightarrow \text{P.C.}$$

$$|C| = \left(11.31 - \frac{6.30}{2}\right) 10^2 = 8.16 \cdot 10^2 \text{ cm} \Rightarrow C = -816 \text{ cm}$$

$$p = -1265898.72 \quad ; \quad q = 77734320$$

$$\rightarrow y_2^3 - 1265898.72 y_2 + 77734320 = 0$$

$$I = 286320918.2 \text{ cm}$$

$$K = 0.879$$

$$\rightarrow \left. \begin{array}{l} \bullet \sigma'_b = 243 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b = 243 \text{ kg/cm}^2 \\ \bullet \sigma'_a = 3770 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

ZONE II

ARMATURES VERTICALES : (flexion Composée)

$$M = 981.92 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_I = N_{min} = 78.48 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} M = 981.92 \text{ t}\cdot\text{m} \\ N_I = 78.48 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow e_o = 12.51 \text{ m} > \frac{h_t}{6} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$J_b = M + N_I \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 1189.89 \text{ t}\cdot\text{m} \quad (d = 50 \text{ cm})$$

$$\mu = 0.0632$$

$$\rightarrow \alpha = 0.33119$$

$$\bullet \epsilon = 0.8960$$

$$\bullet K = 33.1 \rightarrow \sigma'_b = \frac{4200}{33.1} = 126.9 < 243 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{FC} = 35.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } l_t = h_t - \alpha h = 4.49 \text{ m}$$

$$A_{min} = \frac{0.5 \cdot 20 \cdot 4.49}{100} = 44.9 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} > A_{FC}$$

Donc nous retiendrons $A_{min} = 44.9 \text{ cm}^2$

La quantité des aciers tendus par mètre linéaire est:

$$A = \frac{44.9}{4.49} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

ESPACEMENT DES BARRES VERTICALES :

• Zone Courante : $s = 20 \text{ cm}$

• Zone d'about (95cm): $s = 10 \text{ cm}$

La quantité d'armatures sur $\frac{h_t}{2} = 3.15 \text{ m}$ est:

$$A = 10 \cdot 3.15 = 31.5 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 18 HA 12 + 63 HA 8 = 51.84 cm²

Cet excès d'armatures est dû à la disposition Constructive.

QUANTITÉ MINIMALE D'ACIERS DANS LA ZONE COURANTE :

$$\bar{\sigma}_b = 1.4 \frac{155.2 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 580} = 21.41 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.25 \cdot 20}{100} \cdot 100$$

$$A_{\min} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_c = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} (10 \text{ HA8}) \rightarrow A_c = A_{\min}$$

JOINT DE REPRISSE DE COULAGE :

Nous ajoutons

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \cdot 155.2 \cdot 10^3}{6.03 \cdot 4200} = 9.03 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Nous adoptons } 6 \text{ HA14/ml}$$

(= 9.23 cm²/ml)

LONGUEURS DE RECOUVREMENTS :

$$l_r = 50 \cdot 1.2 = 60 \text{ cm}$$

ARMATURES HORIZONTALES :

$$\bar{\omega}_t = \frac{21.48 - 8}{4200} \cdot 100 = 0.32\%$$

$$\bar{\omega}_t > 0.25\%$$

Nous prenons $A_H = \frac{0.32 \cdot 20}{100} \cdot 100 = 6.4 \text{ cm}^2$

Nous adoptons 5 T10 / ml espacé de 20 cm.

ARMATURES TRANSVERSALES : 4 epingles au m²

VERIFICATION DES CONTRAINTES : (SOUS $N_I = N_{\min}$)

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{2600 \cdot 1}{70.34} = 36.96 \text{ cm} \rightarrow h = 590.4 \text{ cm}$$

$$|C| = 1251 - \frac{630}{2} = 936 \text{ cm} \rightarrow C = -936 \text{ cm.}$$

$$p = -2144300.97 ; q = 900016182$$

$$y_2^3 - 2144300.97 y_2 + 900016182 = 0 \rightarrow y_2 = 1173.6 \text{ cm}$$

$$y_1 = 1173.6 - 936 = 237.6 \text{ cm.}$$

$$I = 222721550.8 \text{ cm}^4 \rightarrow K = 0.4135$$

$$\bar{\sigma}_b' = 0.4135 \cdot 237.6 = 98.25 \text{ cm} < \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_a = 15 \cdot 0.4135 (593.04 - 237.6) = 2204.6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES : (SOUS $N_{II} = N_{\max}$).
Les contraintes sont vérifiées.

VOILE V_{L3} :

Le calcul a été fait uniquement pour la zone I

$$M = 331.47 \text{ t.m}$$

$$N_G = 22.7 \text{ t}$$

$$N_D = 45.54 \text{ t}$$

$$T = 27.85 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 68.24 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 36.43 \text{ t}$$

- Les Armatures Verticales :

$$A' = 0 \quad ; \quad A = 28.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = ?$$

La section tendue : $l_t = 3.86 \text{ m} \rightarrow s = l_t \cdot b$

$$A_{\min} = 38.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{par mètre linéaire } A_{\min} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les armatures adoptées sont 4 HA 16 + 40 HA 10 ($A = 39.24 \text{ cm}^2$)

Les espacements $s = 10 \text{ cm}$ zone nodale

$s = 20 \text{ cm}$ zone courante

- Vérification des armatures "zone courante"

$$\tau_b = 5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 0.025 \frac{\sigma_s}{\gamma_s} = 6.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A_{c\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} < (A_c)_{\text{adopté}} = 7.88 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Les armatures horizontales

$$\tilde{w}_t = \frac{\tau - 8}{\gamma_s} \cdot 100 = \frac{5 - 8}{4200} \times 100 < 0 \rightarrow \text{prendre ferrailage minimum}$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6 \text{ HA } 6/\text{ml.} \quad ; \quad e = 16 \text{ cm}$$

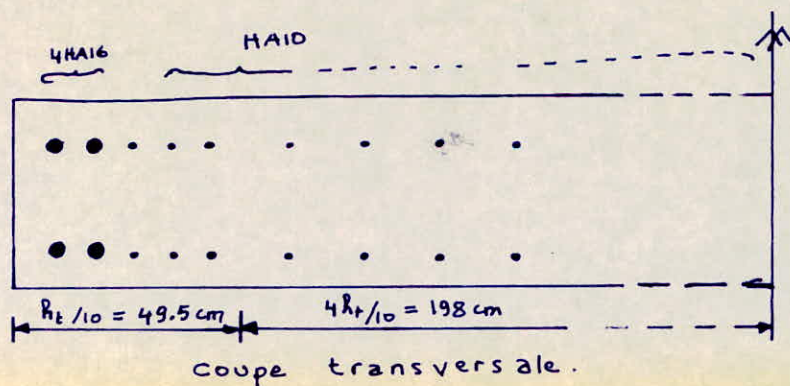
- Les joints de reprise de coulage

$$\text{Nous ajoutons } A_v = 10.21 \text{ cm}^2 \rightarrow 2.06 \text{ cm}^2/\text{ml.} (3 \text{ HA } 10/\text{ml}).$$

- Longueur de recouvrement : $l_r = 80 \text{ cm.}$

- Les armatures transversales : 4 épingles au m²

- Les contraintes sont vérifiées



FERRAILLAGE DES TRUMEAUX DES REFENDS

V_{e1} et V_{e2}

Zones →	ELEMENT (a)		ELEMENT (b)	
	I	II	I	II
N_{min} (t)	-43.80	0	-115.73	-39.98
N_{max} (t)	278.11	127.66		
M (t.m)	1575	378	16	3.82
A_{Fc} (cm ²)	103.17	21.9	27.77	9.5
A_{min} (cm ²)	30.59	38.92	9.5	9.5
A_{adopte} (cm ²)	20HA20+22HA16 107.02	20HA12+22HA10 39.76	35Ø12+18Ø20 96.07 cm ²	18HA12+35HA8 37.84
T (t)	190.93	171.4	1.92	1,71
A_{vj}/m_{min}	10 cm ² /ml	10 cm ² /ml		
A_{vj} adopte/ml	14.14 cm ² /ml	14.14 cm ² /ml		
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	32	30.7		
$A_{c min}$ /ml (zone courante)	5 cm ² /ml	5		
A_c adopte/ml	20.10 cm ² /ml	7.85		
ω_t	0.595 %	0.540 %		
$\bar{\omega}_t$	0.25 %	0.25 %		
A_H /ml (armat. horiz.)	11.9 cm ² /ml	11.31		
A_H (adopte)/ml	2#A14 /ml	10HA12 /ml		
$A_{transversale}$	4 epingles /m ²	4 epingles /m ²		
l_r (cm)	100	60		
σ'_b (sous N_{min}) (kg/cm ²)	174.57 < 243	70		
σ_a (sous N_{min}) (kg/cm ²)	3512 < 4200	2376		
σ'_b (sous N_{max}) (kg/cm ²)	236.40 < 243	75		
σ_a (sous N_{max}) (kg/cm ²)	2870 < 4200	1066		

REMARQUES :

① Nous n'avons pas fait de vérifications au trumeau (b) car la quantité d'aciers adoptée est très supérieure à la quantité de calcul

② La quantité d'aciers que nous avons adoptée pour le trumeau (b) et celle trouvée en calculant le voile V_{e1} (car le trumeau (b) appartient aussi à V_{e1}).

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

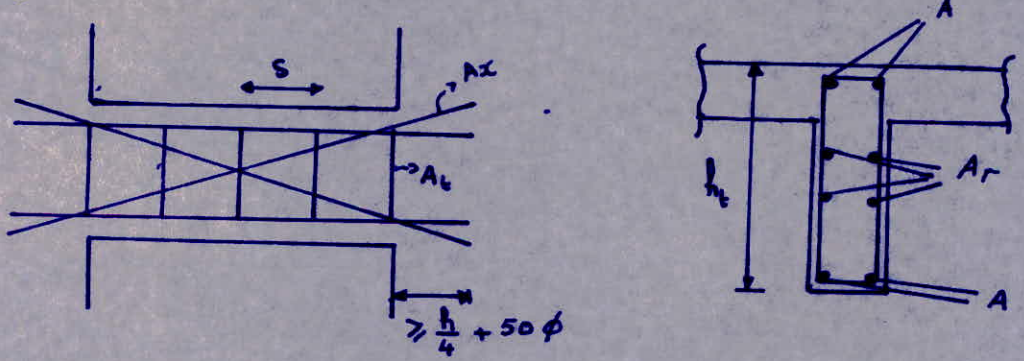
Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont les sens d'action peuvent alterer.

La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts tranchants les plus défavorables doivent être effectuées avec $T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul.

M calculé à partir de la valeur ci-dessus

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 0.75 \sigma'_{28} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 202.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}_b &= 0.12 \sigma'_{28} \rightarrow \bar{\tau}_b = 32.4 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \qquad \sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

Pour $\bar{\tau}_b$ (contrainte de cisaillement dans les linteaux) supérieur ou égal à $0.06 \sigma'_{28}$; des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles, suivant la figure ci-dessous :



$$\bar{\tau}_b = 0.06 \sigma'_{28} \rightarrow 16.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A &\geq 0.0015 b_o h_f & ; & \quad A_r \geq 0.0020 b h_f \\ A_t &\geq 0.0025 b s. \\ A_x &\geq 0.0015 h_f b_o \\ s &\leq h_f/4 \end{aligned}$$

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrées à leurs extrémités et sollicitées en flexion simple par des charges verticales dues aux charges permanentes, aux surcharges et également au séisme.



Nous étudierons dans ce qui suit deux (2) linteaux :

- Linteau I : c'est celui qui se situe entre le RDC et le niveau 1.
- Linteau II : c'est celui qui se situe entre le 2^{ème} et 3^{ème} niveau.

Les linteaux appartenant aux niveaux (1-2) et (3-4) seront ferrillés (usq) comme I et II.

LINTEAU I :

Les caractéristiques géométriques sont :

- Epaisseur $b = 20 \text{ cm}$
- hauteur $h_f = 1.225 \text{ m}$
- Longueur $l = 1.60 \text{ m}$

Les sollicitations sont :

- $T_G = 18 \text{ t}$ avec $T_G = \frac{G l}{2}$
- $M_G = 4.88 \text{ t.m}$ avec $M_G = \frac{G l^2}{12}$
- $T_D = 4.096 \text{ t}$ avec $T_D = \frac{D l}{2}$
- $M_D = 1.09 \text{ t}$ avec $M_D = \frac{D l^2}{12}$
- $T_E = 1.4 \pi_1 = 58.1 \text{ t}$
- $M_E = 33.2 \text{ t.m}$ avec $M_E = T_E \frac{l}{2}$

Les combinaisons des efforts sont :

- $T = T_G + T_D + T_E \longrightarrow T = 80.196 \text{ t}$
- $M = M_G + M_D + M_E \longrightarrow M = 39.17 \text{ t.m}$

ARMATURES LONGITUDINALES :

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; d = 12,5 \text{ cm} ; h = 110 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.0578 \longrightarrow \begin{cases} \bullet E = 0.9000 \\ \bullet \nu = 0.3000 \\ \bullet K = 35.0 \end{cases} \longrightarrow \sigma_b' = 120 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 202,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

avec $\bar{\sigma}_b' = 0.75 \frac{\sigma_b'}{27}$

$$A = 9.42 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A' = 0$$

FERRAILLAGE MINIMUM :

$$A_{\min} \geq 0.0015 b h_f = 0.0015 \cdot 20 \cdot 122.5 = 3.675 \text{ cm}^2 < A = 9.42 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons 9HA12 ($A = 10.18 \text{ cm}^2$)

VERIFICATION A LA FISSURATION:

$$\phi = 12$$

$$k = 1.5 \cdot 10^6$$

$$q = 1.6 \text{ (HA)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1.5 \cdot 7 = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0.02$$

$$B_f = 25 \cdot 20 = 500 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right\} \sigma_1 = 3333 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 3478 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3333 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$$

RISQUE DE FISSURATION

Nous allons refaire les calculs avec $\min(\epsilon_n; \max(\sigma_1, \sigma_2))$

$$\bar{\sigma}_a = 3478 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \rho = 0.0698 \rightarrow \begin{cases} \bullet \epsilon = 0.8915 \\ \bullet \alpha = 0.3254 \\ \bullet K = 31.1 \end{cases}$$

$$A = 11.45 \text{ cm}^2 \text{ et } A' = 0$$

$$\text{Dans ce cas : } \sigma_1 = 4878 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 3478 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4878 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 3478 \text{ kg/cm}^2.$$

Il n'y a pas risque de fissuration.

CONDITION DE NON FRAGILITÉ:

$$\frac{A}{bh} = \frac{12.43}{20 \cdot 110} = 5.65 \cdot 10^{-3}$$

$$\psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_f}{h} \right)^2 = 0.36 \frac{10.5}{3478} \left(\frac{122.5}{110} \right)^2 = 1.34 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{A}{bh} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_f}{h} \right)^2 \quad (\text{vérifié})$$

ARMATURES TRANSVERSALES

T (étant majoré par 1.4)

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \bar{s}} = \frac{80.196 \cdot 10^3}{20 \cdot 110 \cdot \frac{7}{8}} = 41.66 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_b > \bar{\bar{\sigma}}_b$$

$$\bar{\bar{\sigma}}_b = 0.12 \sigma'_{28} = 0.12 \cdot 270 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda \leq \frac{h_f}{4} \rightarrow \lambda \leq 30.6 \text{ cm}$$

λ : espacement des cadres.

Nous prendrons $\lambda = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{\Delta T}{\sigma_{at}} = \frac{15 \cdot 80.196 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 110 \cdot 4200} = 2.77 \text{ cm}^2$$

A_t calculé est supérieur à $(A_t)_{\min}$ qui est égal à:

$$(A_t)_{\min} = 0.0025 b \lambda = 0.0025 \cdot 20 \cdot 15 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons:

1 cadre HA 10 + 1 étrier HA 10

Nous obtenons:

$$A_t = 3.12 \text{ cm}^2 > (A_t)_{\min} = 0.75 \text{ cm}^2.$$

ARMATURES DE REPARTITION:

$$A_r \geq 0.002 b h_f = 0.002 \cdot 20 \cdot 122.5 = 4.9 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons 6 HA 12 ($A = 6.78 \text{ cm}^2$).

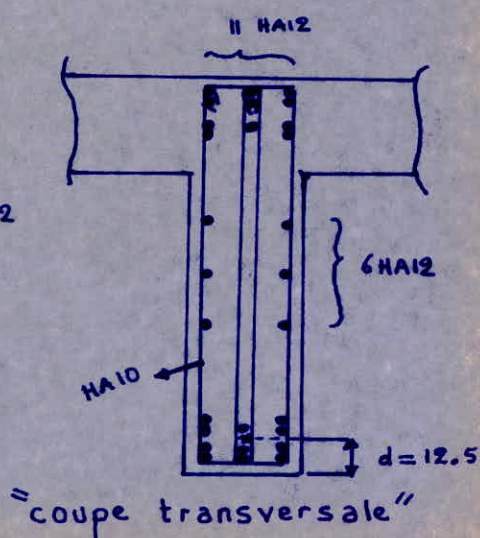
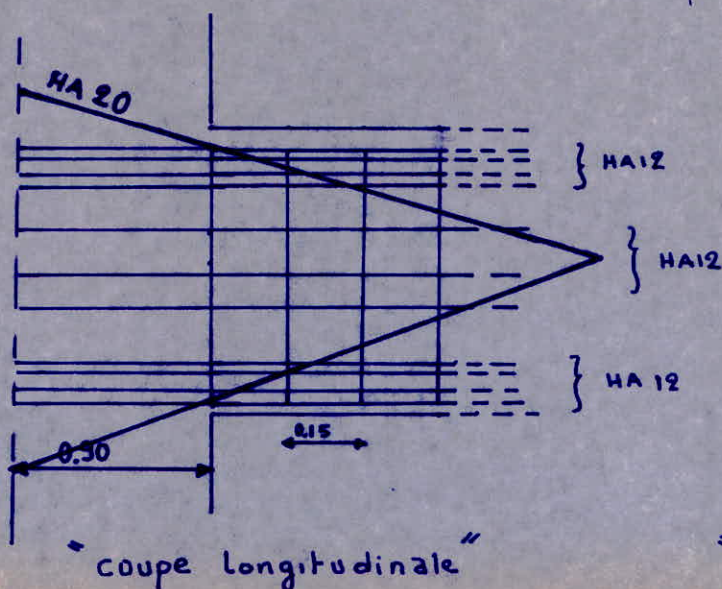
ARMATURES D'ANGLES:

$$\bar{\tau}_l = 0.06 \frac{f_c}{28} = 0.06 \cdot 270 = 16.2 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_l = 16.2 < \tau_{cl} = 41.66 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Armatures d'angles sont nécessaires.

$$A_x \geq 0.0015 b h_f = 0.0015 \cdot 20 \cdot 122.5 = 3.675 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons 2 HA 20



L'INTERVALLE II

$$T = 55.34 \text{ t} \quad \text{et} \quad M = 28.07 \text{ t.m.} \quad (\text{après combinaison})$$

ARMATURES LONGITUDINALES

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad d = 12.5 \text{ cm} \quad ; \quad h = 110 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.0414 \longrightarrow \begin{cases} \bullet E = 0.9135 \\ \bullet \alpha = 0.2595 \\ \bullet K = 42.2 \longrightarrow \sigma'_b = 98.13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 202.5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$A = 6.65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A' = 0$$

FERRAILLAGE MINIMUM:

$$A_{\min} \geq 3.675 \text{ cm}^2$$

$$A = 6.65 \text{ cm}^2 \text{ sera maintenu} \longrightarrow 6 \text{ HA } 12 \text{ (} 6.78 \text{ cm}^2 \text{)}$$

VERIFICATION A LA FISSURATION:

$$\sigma_1 = 3606.55 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3606 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

RISQUE DE FISSURATION

$$\bar{\sigma}_a = 3606 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow A = 7.80 \text{ cm}^2, \quad A' = 0$$

$$\text{Nous adopterons } 3 \text{ HA } 12 + 3 \text{ HA } 10 = 8.1 \text{ cm}^2$$

Le centre de gravité des aciers devient:

$$d = 7.4 \text{ cm}$$

$$\text{Dans ce cas: } \sigma_1 = 4252 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4252 > \bar{\sigma}_a = 3606 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'y a pas risque de fissuration.

CONDITION DE NON FRAGILITE:

$$\frac{A}{b_0 h} = \frac{8.01}{20 \cdot 115} = 3.48 \cdot 10^{-3} > \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 1.189 \cdot 10^{-3}$$

(vérifié)

ARMATURES TRANSVERSALES:

$$\tau_b = 27.50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Nous choisissons $s = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{sT}{3 \bar{\sigma}_{at}} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$(A_t)_{\min} \geq 0.0025 \cdot 20 \cdot 20 = 1 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons $1 \phi 10 + 1 \text{ étrier } \phi 10 \longrightarrow A_t = 3.12 \text{ cm}^2 > 2.62 \text{ cm}^2$

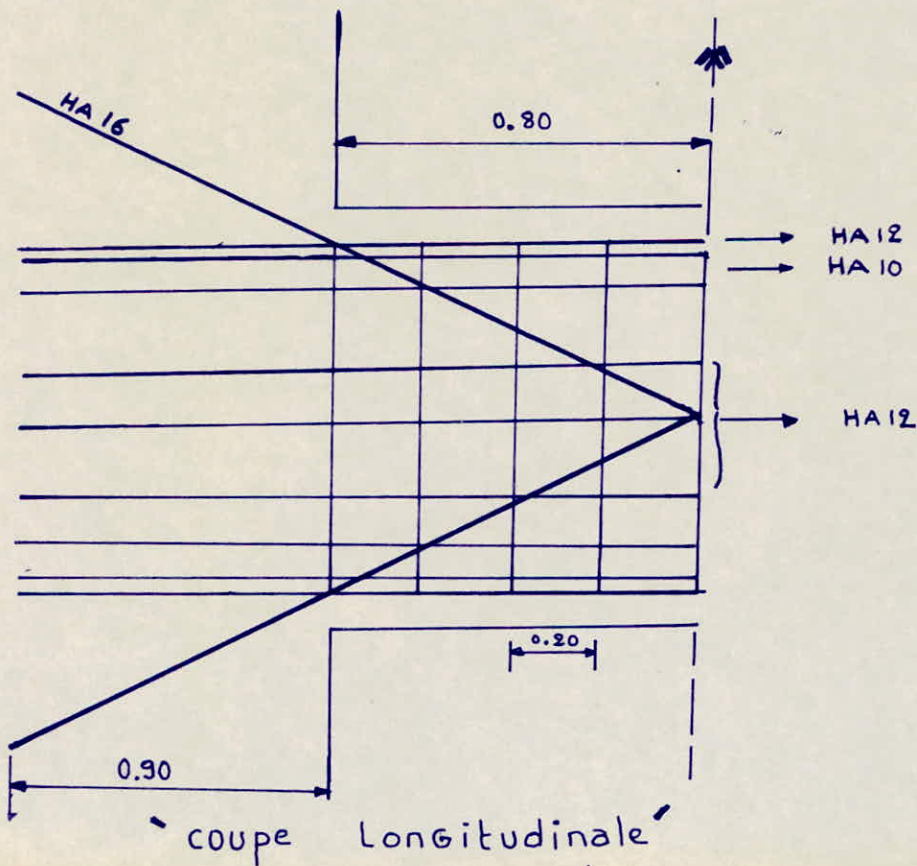
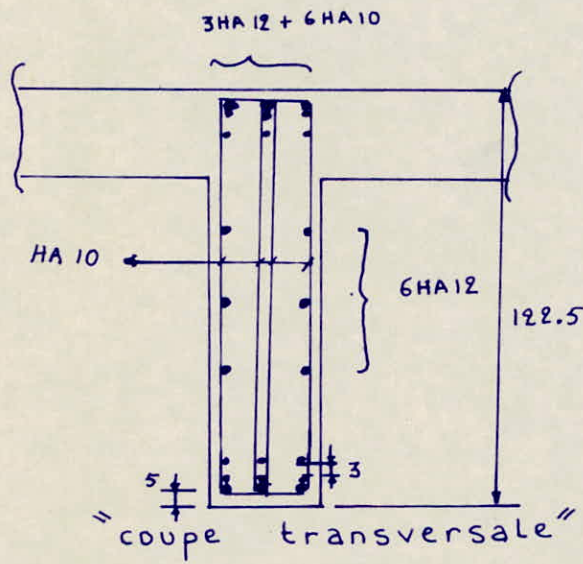
ARMATURES DE REPARTITION :

Nous adopterons $6 HA 12$ ($6.78 cm^2$) $> A_{r\ min} = 4.9 cm^2$

ARMATURES D'ANGLES :

$\bar{\sigma}_l = 16.2 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_l = 27.50 kg/cm^2 \rightarrow$ Les armatures d'angles sont nécessaires :

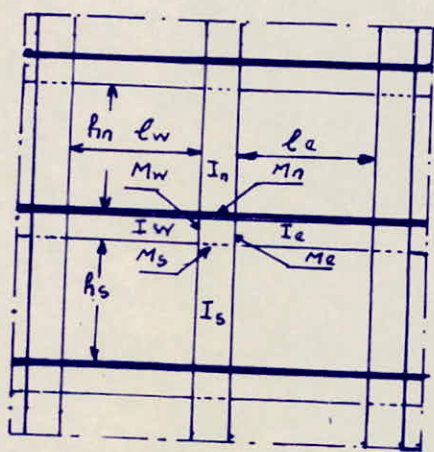
$\rightarrow 2 HA 16$ ($4.02 cm^2$) $> (A_x)_{\ min} = 3.675 cm^2$



EXPOSE DE LA METHODE "CAQUOT".

Annexe "A" du C.C.B.A68:

Dans cette méthode :



- Les poutres sont solidaires des poteaux.
- Moments d'inertie des poteaux sont constants.
- Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

Le principe consiste à considérer chaque noeud (croisement poteau-poutre), et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus, en tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui (travée gauche \rightarrow w et travée droite \rightarrow e), et de la résistance offerte par les tronçons inf et sup des poteaux aboutissant au noeud considéré (tronçon sup \rightarrow n, tronçon inf \rightarrow s).

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignée par l' :

$$l'_w = 0,8 l_w \text{ et } l'_e = 0,8 l_e \text{ (travées intermédiaires)}$$

On détache au dessus et au dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux :

$$h'_n = 0,9 h_n \text{ (le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher)}$$

$$\left. \begin{matrix} h'_n = 0,8 h_n \\ h'_s = 0,8 h_s \end{matrix} \right\} \text{(dans les autres cas).}$$

Soient :

q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur celle de droite)

on pose : $M'_w = \frac{q_w l'^2_w}{8,5}$; $M'_e = \frac{q_e \cdot l'^2_e}{8,5}$

I_w, I_e, I_s et I_n moments d'inertie des éléments formant le noeud

On pose : $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$; $k_e = \frac{I_e}{l'_e}$; $k_s = \frac{I_s}{h'_s}$, $k_n = \frac{I_n}{h'_n}$

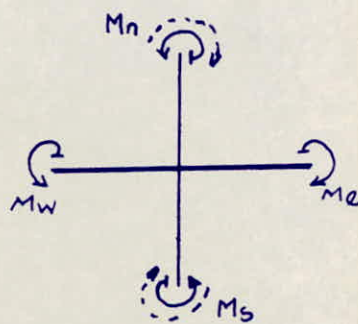
Les moments dans les sections dangereuses sont en valeur absolues :

- au nu de l'appui dans la travée de gauche : $M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w (1 - \frac{k_w}{D})$
- au nu de l'appui dans la travée de droite : $M_e = M'_e (1 - \frac{k_e}{D}) + M'_w \cdot \frac{k_e}{D}$
- au nu inférieur des poutres (ds le poteau inf) : $M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$
- au nu supérieur du plancher (ds poteau sup) : $M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$

Remarque:

• M_e et M_w sont négatifs (Poutres)

• Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M_e et M_w ; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé



Sens de M_n et M_s

— \rightarrow Si $M_e > M_w$

--- \rightarrow Si $M_w > M_e$

* EFFORTS TRANCHANTS dans les Poteaux. EFFORTS NORMAUX dans les Poutres:

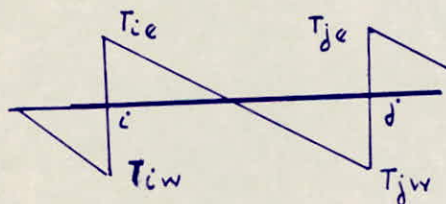
par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux et des efforts normaux dans les poutres; (C.C.B.A 68. Art 15)

* EFFORTS NORMAUX DANS LES Poteaux:

des efforts normaux dans les poteaux sont donnés par les réactions d'appui i et j (efforts tranchants) des poutres.

$$N_i = |T_{ie}| + |T_{iw}|$$

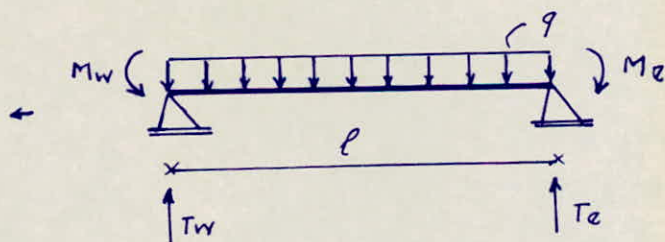
$$N_j = |T_{je}| + |T_{jw}|$$



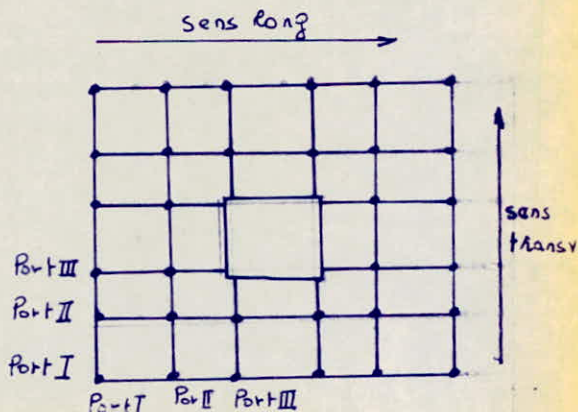
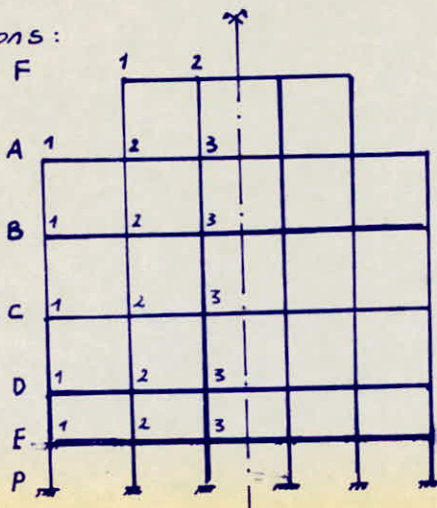
* EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES:

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$



Notations:



PORTIQUE I sens Transversal • Caractéristiques géométriques

Niveau	Moult	m	m	m	m	$10^{-3} m^4$	$10^{-3} m^4$	$10^{-3} m^4$	$10^{-3} m^4$	m		m		$10^{-3} m^3$					
		l_w	l_e	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D	
A	1	/	3,20	/	2,55	/	4,17	/		/		/		/		/			
	2	4,40	3,20	/	3,40	4,17	4,17	/	2,13	4,01	2,56	/	2,68	1,04	1,63	/	0,783	3,45	
	3	3,20	4,40	/	3,40	4,17	4,17	/	2,13	2,56	3,52	/	2,72	1,63	1,18	/	0,783	3,59	
B	1	/	4,40	3,40	2,68	/	4,17	2,13	2,13	/	3,52	3,06	2,68	/	1,18	0,696	0,795	2,67	
	2	4,40	3,20	3,40	3,35	4,17	4,17	2,13	2,13	3,66	2,56	3,06	2,68	1,14	1,63	0,696	0,795	4,26	
	3	3,20	4,40	3,40	3,35	4,17	4,17	2,13	2,13	2,56	3,52	3,06	2,68	1,14	1,63	0,696	0,795	4,30	
C	1	/	4,40	3,35	3,70	/	4,17	2,13	2,13	/	3,52	2,68	2,96	/	1,18	0,795	0,719	2,69	
	2	4,40	3,20	3,35	3,70	4,17	4,17	2,13	2,13	3,65	2,56	2,68	2,96	1,14	1,63	0,795	0,719	4,28	
	3	3,20	4,40	3,35	3,70	4,17	4,17	2,13	2,13	2,56	3,52	2,68	2,96	1,63	1,18	0,795	0,719	4,32	
D	1	/	4,30	3,70	3,35	/	4,17	2,13	5,21	/	3,44	2,96	2,68	/	1,21	0,719	1,940	3,87	
	2	4,30	3,10	3,70	3,35	4,17	4,17	2,13	5,21	3,44	2,48	2,96	2,68	1,21	1,68	0,719	1,940	5,55	
	3	3,10	4,30	3,70	3,35	4,17	4,17	2,13	5,21	2,48	3,44	2,96	2,68	1,68	1,21	0,719	1,940	5,55	
E	1	/	4,25	3,35	3,00	/	4,17	5,21	7,63	/	3,40	2,68	2,40	/	1,23	1,940	3,180	6,35	
	2	4,25	3,05	3,35	3,00	4,17	4,17	5,21	7,63	3,40	2,44	2,68	2,40	1,23	1,71	1,940	3,180	8,06	
	3	3,05	4,25	3,35	3,00	4,17	4,17	5,21	7,63	2,44	3,40	2,68	2,40	1,71	1,23	1,940	3,179	8,06	

Portique I Sens Transversal • Moments aux Nœuds

• Sous G

Niveau	Nœud	t.me		t.m					
		P_{W}	g_e	M'_{W}	M'_{E}	M_C	M_W	M_S	M_n
A	1		1,422		2,072	0,825		0,825	
	2	1,422	1,422	2,690	1,096	1,884	2,209	-0,362	
	3	1,442	1,422	1,096	2,073	1,722	1,539	0,213	1,118
B	1		2,943		4,290	2,394		1,277	1,118
	2	2,943	2,943	4,638	2,269	3,175	4,004	-0,442	-0,387
	3	2,943	2,943	2,269	4,290	3,735	3,034	0,374	0,327
C	1		2,943		4,290	2,408		1,146	1,267
	2	2,943	2,943	4,613	2,269	3,162	3,988	-0,394	-0,435
	3	2,943	2,943	2,269	4,290	3,738	3,032	0,337	0,372
D	1		3,703		5,155	3,543		2,584	0,958
	2	3,703	3,393	5,155	2,455	3,272	4,566	-0,944	-0,350
	3	3,393	3,703	2,455	5,155	4,556	3,272	0,944	0,350
E	1		2,377		3,233	2,606		1,619	0,988
	2	2,377	2,377	3,233	1,665	1,991	2,994	-0,623	-0,380
	3	2,377	2,377	1,665	3,233	2,944	1,998	0,618	0,377

• Sous P

A	1		0,148		0,215	0,086		0,086	
	2	0,148	0,148	0,280	0,114	0,192	0,230	-0,038	
	3	0,148	0,148	0,114	0,216	0,182	0,160	0,022	
B	1		0,278		0,405	0,226		0,121	0,106
	2	0,278	0,278	0,438	0,214	0,300	0,378	-0,046	-0,037
	3	0,278	0,278	0,214	0,405	0,353	0,287	0,035	0,031
C	1		0,229		0,334	0,187		0,089	0,099
	2	0,229	0,229	0,359	0,177	0,247	0,310	-0,031	-0,034
	3	0,229	0,229	0,177	0,334	0,291	0,236	0,026	0,029
D	1		1,980		2,756	1,894		1,382	0,512
	2	1,980	1,580	2,756	1,143	1,631	2,404	-0,564	-0,209
	3	1,580	1,980	1,143	2,756	2,404	1,631	0,564	0,209
E	1		0,229		0,311	0,251		0,156	0,095
	2	0,229	0,229	0,311	0,160	0,192	0,288	-0,060	-0,036
	3	0,229	0,229	0,160	0,311	0,288	0,192	0,060	0,036

PORTIQUE I sens transversal.

Moments et efforts tranchants dans LES POUTRES

Niveau	Poutre	Sous G					Sous P					
		m	t.me.	t.m	t		t/ml	t.m		t	t	
		l	g _T	M _w	M _e	T _w	T _e	P _T	M _w	M _e	T _w	T _e
A	1.2	4,40	1,442	2,209	0,825	-3,44	2,81	0,148	0,230	0,086	-0,36	0,29
	2.3	3,20	1,422	1,539	1,849	-2,17	2,37	0,148	0,160	0,192	-4,66	4,75
	5.6	4,40	1,422	1,752	1,752	-3,13	3,13	0,148	0,182	0,182	-0,33	0,33
B	1.2	4,40	2,943	4,004	2,394	-6,84	6,11	0,278	0,378	0,226	-0,65	0,58
	2.3	3,20	2,943	3,034	3,175	-4,66	4,75	0,278	0,287	0,300	-0,44	0,45
	5.6	4,40	2,943	3,735	3,735	-6,47	6,47	0,278	0,353	0,353	-0,61	0,61
C	1.2	4,40	2,943	3,988	2,408	-6,83	6,12	0,229	0,310	0,187	-0,53	0,48
	2.3	3,20	2,943	3,032	3,162	-4,66	4,75	0,229	0,236	0,247	-0,37	0,37
	5.6	4,40	2,943	3,738	3,738	-6,47	6,47	0,229	0,291	0,291	-0,50	0,50
D	1.2	4,30	3,409	4,566	3,543	-7,57	7,09	1,615	2,404	1,894	-3,53	3,35
	2.3	3,10	3,176	3,272	3,272	-4,92	4,92	1,315	1,631	1,631	-1,76	1,76
	5.6	4,30	3,409	4,556	4,556	-7,33	7,33	1,615	2,404	2,404	-3,47	3,47
E	1.2	4,25	2,377	2,994	2,606	-5,14	4,96	0,229	0,288	0,251	-0,50	0,48
	2.3	3,05	2,377	1,998	1,991	-3,62	3,62	0,229	0,192	0,192	-0,35	0,35
	5.6	4,25	2,377	2,944	2,944	-5,05	5,05	0,229	0,288	0,288	-0,49	0,49

PORTIQUE I Sens transversal.
efforts normaux dans Les Poteaux.

		Sous "G"				Sous "P"			
		t				t			
Niveau	NOEUD	Twi	Tzi	N	Ncum	Twi	Tzi	N	Ncum
A	1	/	2,81	2,81	2,81	/	0,29	0,29	0,29
	2	-3,44	2,37	5,81	5,81	-0,36	0,25	0,61	0,61
	3	-2,17	3,13	5,30	5,30	-0,23	0,33	0,56	0,56
B	1	/	6,11	6,11	8,92	/	0,58	0,58	0,87
	2	-6,84	4,75	11,59	17,40	-0,65	0,45	1,10	1,71
	3	-4,66	6,47	11,13	16,43	-0,44	0,61	1,05	1,61
C	1	/	6,12	6,12	15,04	/	0,48	0,48	1,35
	2	-6,83	4,75	11,58	28,98	-0,53	0,37	0,90	2,61
	3	-4,66	6,47	11,13	27,56	-0,37	0,50	0,87	2,48
D	1	/	7,09	7,09	22,13	/	3,35	3,35	4,70
	2	-7,57	4,92	12,49	41,47	-3,59	1,76	5,35	7,96
	3	-4,92	7,33	12,25	39,81	-1,76	3,47	5,23	7,71
E	1	/	4,96	4,96	27,09	/	0,48	0,48	5,18
	2	-5,14	3,62	8,76	50,23	-0,50	0,35	0,85	8,81
	3	-3,62	5,05	8,67	48,48	-0,35	0,49	0,84	8,55

PORTIQUE II Sens transversal. effort normaux dans Les Poteaux

F	1	/	1,09	1,09	1,09	/	0,09	0,09	0,09
	2	-1,47	1,76	3,23	3,23	-0,12	0,14	0,26	0,26
A	1	/	1,72	1,72	1,72	/	0,12	0,12	0,12
	2	-2,26	3,38	5,64	6,73	-0,16	0,30	0,46	0,55
	3	-3,72	4,88	8,60	11,83	-0,33	0,43	0,76	1,02
B	1	/	1,81	1,81	3,53	/	0,68	0,68	0,80
	2	-2,03	1,41	3,44	10,71	-0,76	0,37	1,13	1,68
	3	-1,39	1,92	3,31	15,14	-0,36	0,72	1,08	2,10
C	1	/	1,69	1,69	5,22	/	0,48	0,48	1,27
	2	-2,16	1,41	3,57	13,74	-0,53	0,37	0,90	2,57
	3	-1,39	1,92	3,31	18,45	-0,37	0,50	0,87	2,96
D	1	/	4,60	4,60	9,82	/	3,35	3,35	6,67
	2	-4,88	2,70	7,58	21,32	-3,59	1,76	5,35	11,45
	3	-2,70	4,74	7,44	25,89	-1,76	3,47	5,23	11,65
E	1	/	1,81	1,81	11,63	/	0,48	0,48	7,27
	2	-1,91	1,33	3,24	24,56	-0,50	0,35	0,85	12,42
	3	-1,33	1,86	3,19	29,08	-0,35	0,49	0,84	12,48

PORTIQUE II sens Transversal

• Caracteristiques geometriques

NIVEAU	Niveau	m				$10^3 m^4$	$10^{-3} m^4$			m				$10^{-3} m^3$				
		l_w	l_e	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
F	1	/	3,20	/	2,55	/	4,17	/	2,13	/	2,56	/	2,04	/	1,63	/	1,04	2,67
	2	3,20	4,40	/	2,55	4,17	4,17	/	2,13	2,56	3,52	/	2,04	1,63	1,18	/	1,04	3,85
A	1	/	4,40	/	3,40	/	4,17	/	2,13	/	3,52	/	2,72	/	1,18	/	0,783	1,96
	2	4,40	3,20	2,55	3,40	4,17	4,17	2,13	2,13	4,01	2,56	2,295	2,68	1,04	1,63	0,928	0,783	4,38
	3	3,20	4,40	2,55	3,40	4,17	4,17	2,13	2,13	2,56	3,52	2,295	2,72	1,63	1,18	0,928	0,783	4,52
B	1	/	4,40	3,40	2,68	/	4,17	2,13	2,13	/	3,52	3,06	2,68	/	1,18	0,696	0,795	2,67
	2	4,40	3,20	3,40	3,35	4,17	4,17	2,13	2,13	3,66	2,56	2,72	2,68	1,14	1,63	0,783	0,795	4,26
	3	3,20	4,40	3,40	3,35	4,17	4,17	2,13	2,13	2,56	3,52	2,72	2,68	1,63	1,18	0,783	0,795	4,39
C	1	/	4,40	3,35	3,70	/	4,17	2,13	2,13	/	3,52	2,68	2,96	/	1,18	0,795	0,719	2,69
	2	4,40	3,20	3,35	3,70	4,17	4,17	2,13	2,13	3,65	2,56	2,68	2,96	1,14	1,63	0,795	0,719	4,28
	3	3,20	4,40	3,35	3,70	4,17	4,17	2,13	2,13	2,56	3,52	2,68	2,96	1,63	1,18	0,795	0,720	4,32
D	1	/	4,30	3,70	3,35	/	4,17	2,13	5,21	/	3,44	2,96	2,68	/	1,21	0,719	1,940	3,87
	2	4,30	3,10	3,70	3,35	4,17	4,17	2,13	5,21	3,44	2,48	2,96	2,68	1,21	1,68	0,719	1,940	5,55
	3	3,10	4,30	3,70	3,35	4,17	4,17	2,13	5,21	2,48	3,44	2,96	2,68	1,68	1,21	0,719	1,940	5,55
E	1	/	4,25	3,35	3,00	/	4,17	5,21	7,63	/	3,40	2,68	2,40	/	1,23	1,940	3,180	6,35
	2	4,25	3,05	3,35	3,00	4,17	4,17	5,21	7,63	3,40	2,44	2,68	2,40	1,23	1,71	1,94	3,180	8,06
	3	3,05	4,25	3,35	3,00	4,17	4,17	5,21	7,63	2,44	3,40	2,68	2,40	1,71	1,23	1,940	3,179	8,06

PORTIQUE II sens Transversal . Moments aux Noeuds

Sous G

niveau	Noeud	t/ml		t.m					
		ξ_w	ξ_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_s	M_n
F	1		0,802		0,618		0,241	0,241	
	2	0,802	0,802	0,618	1,169	0,851	0,999	0,149	
A	1		0,903		1,316		0,524	0,526	
	2	0,903	2,217	1,708	1,710	1,708	1,709	0,000	0,000
	3	2,217	2,217	1,710	3,232	2,259	2,834	0,263	0,312
B	1		0,874		1,274		0,711	0,379	0,332
	2	0,874	0,874	1,377	0,674	1,193	0,937	-0,128	-0,127
	3	0,874	0,874	0,674	1,274	0,897	1,113	0,109	0,107
C	1		0,874		1,274		0,715	0,341	0,376
	2	0,874	0,874	1,370	0,674	1,185	0,939	-0,117	-0,129
	3	0,874	0,874	0,674	1,274	0,236	0,291	0,100	0,110
D	1		2,771		3,858		2,652	1,934	0,717
	2	2,771	2,152	3,858	1,157	0,3269	1,974	-0,944	-0,350
	3	2,152	2,771	1,156	3,860	1,974	3,27	0,945	0,351
E	1		0,874		1,188		0,958	0,595	0,363
	2	0,874	0,874	1,188	0,612	1,100	0,734	-0,227	-0,139
	3	0,874	0,174	0,612	1,189	0,734	1,101	0,227	0,139

Sous P

F	1		0,065		0,050		0,020	0,020	
	2	0,065	0,065	0,050	0,095	0,069	0,081	0,012	
A	1		0,065		0,095		0,038	0,038	
	2	0,065	0,196	0,123	0,151	0,130	0,141	0,005	0,005
	3	0,196	0,196	0,151	0,286	0,199	0,250	0,023	0,028
B	1		0,325		0,474		0,265	0,141	0,124
	2	0,325	0,228	0,512	0,176	0,424	0,302	-0,046	-0,037
	3	0,228	0,325	0,176	0,474	0,286	0,394	0,054	0,053
C	1		0,228		0,332		0,186	0,089	0,098
	2	0,228	0,228	0,357	0,176	0,311	0,245	-0,030	-0,034
	3	0,228	0,228	0,176	0,332	0,235	0,289	0,026	0,029
D	1		3,330		4,636		3,187	2,323	0,861
	2	3,330	2,532	4,636	1,832	4,024	2,680	-0,980	-0,363
	3	2,532	3,330	1,832	4,636	2,680	4,024	0,980	0,364
E	1		0,228		0,310		0,250	0,155	0,095
	2	0,228	0,228	0,310	0,160	0,287	0,192	-0,059	-0,036
	3	0,228	0,228	0,160	0,310	0,192	0,287	0,059	0,036

PORTIQUE II sens transversal.

Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	Poutre	SOUS G						SOUS P				
		m	t/m	$t \cdot m$		t		t/m	$t \cdot m$		t	t
		l	g_T	M_w	M_e	T_w	T_e	P_T	M_w	M_e	T_w	T_e
F	2.2	3,20	0,802	0,850	0,241	-1,47	1,090	0,065	0,069	0,020	-0,12	0,09
	2.3	4,40	0,802	0,999	0,999	-1,76	1,760	0,065	0,081	0,081	-0,14	0,14
A	2.2	4,40	0,903	1,708	0,524	-2,260	1,720	0,065	0,131	0,038	-0,16	+0,19
	2.3	3,20	2,217	2,259	1,709	-3,720	3,380	0,196	0,199	0,141	-0,33	0,30
	3.4	4,40	2,217	2,834	2,834	-4,88	4,88	0,196	0,250	0,250	-0,43	0,43
B	2.2	4,40	0,874	1,193	6,711	-2,030	1,810	0,325	0,424	0,265	-0,76	0,68
	2.3	3,20	0,874	0,897	0,937	-1,390	1,410	0,228	0,286	0,302	-0,36	0,37
	3.4	4,40	0,874	1,113	1,113	-1,92	1,92	0,325	0,394	0,394	-0,72	0,72
C	2.2	4,40	0,874	1,185	0,715	-2,16	1,690	0,228	0,311	0,186	-0,53	0,47
	2.3	3,20	0,874	0,900	0,939	-1,390	1,410	0,228	0,235	0,245	-2,70	0,36
	3.4	4,40	0,874	1,110	1,10	1,92	1,92	0,228	0,289	0,289	-0,50	0,50
D	2.2	4,30	2,205	3,269	2,652	-4,88	4,60	2,600	4,024	3,187	-5,78	5,40
	2.3	3,70	1,740	1,974	1,974	-2,70	2,70	2,000	2,680	2,680	-3,10	3,10
	3.4	4,30	2,205	3,270	3,270	-4,74	4,74	2,600	4,024	4,024	-5,59	5,59
E	2.2	4,25	0,874	1,150	0,958	-1,910	1,810	0,228	0,287	0,250	-0,62	0,60
	2.3	3,05	0,874	0,734	0,734	-1,33	1,33	0,228	0,192	0,192	-0,35	0,35
	3.4	4,25	0,874	1,101	1,101	-1,86	1,86	0,228	0,287	0,287	-0,48	0,48

PORTIQUE III sens Transversal • Caractéristiques géométriques

		m	m	m	m	$10^{-3}m^4$	$10^{-3}m^4$	$10^{-3}m^4$	$10^{-3}m^4$	m		m		$10^{-3}m^3$				
Niveau	Niveau	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	l_w'	l_e'	h_n'	h_s'	K_w	K_e	K_n	K_s	D
F	1	/	3,20	/	2,55	/	4,17	/	2,13	/	2,56	/	2,04	/	1,63	/	1,04	2,67
	2	3,20	4,40	/	2,55	4,17	4,17	/	2,13	2,56	3,52	/	2,04	1,63	1,18	/	1,04	3,85
A	1	/	4,40	/	3,40	/	4,17	/	2,13	/	3,52	/	2,72	/	1,18	/	0,783	1,96
	2	4,40	2,65	2,55	3,40	4,17	4,17	2,13	2,13	4,01	2,12	2,295	2,72	1,04	1,97	0,928	0,783	4,72
B	1	/	4,40	3,40	2,68	/	4,17	2,13	2,13	/	3,52	3,06	2,68	/	1,18	0,696	0,795	2,67
	2	4,40	2,65	3,40	3,35	4,17	4,17	2,13	2,13	3,66	2,12	2,72	2,68	1,14	1,97	0,783	0,795	4,69
C	1	/	4,40	3,35	3,70	/	4,17	2,13	2,13	/	3,52	2,68	2,96	/	1,18	0,795	0,719	2,69
	2	4,40	2,65	3,35	3,70	4,17	4,17	2,13	2,13	3,65	2,12	2,68	2,96	1,14	1,97	0,795	0,719	4,62
D	1	/	4,30	3,70	3,35	/	4,17	2,13	5,21	/	3,44	2,96	2,68	/	1,21	0,719	1,940	3,87
	2	4,30	2,60	3,70	3,35	4,17	4,17	2,13	5,21	3,44	2,08	2,96	2,68	1,21	2,00	0,719	1,94	5,87
E	1	/	4,25	3,35	3,00	/	4,17	5,21	7,63	/	3,40	2,68	2,40	/	1,23	1,940	3,180	6,35
	2	4,25	2,575	3,35	3,00	4,17	4,17	5,21	7,63	3,40	2,06	2,68	2,40	1,23	2,02	1,94	3,18	8,37

Portique III sens Transversal. Moments aux Noeuds

		t/ml		t.m					
NIVEAU	NOEUD	ρ_{sw}	ρ_c	M_w^i	M_e^i	M_e	M_w	M_s	M_n
F	1		0,903		0,696	0,271		0,271	
	2								
A	1		0,903		1,316	0,524		0,524	
	2	0,903	0,903	1,708	0,477	0,991	1,437	-0,204	-0,242
B	1		0,874		1,274	0,711		0,379	0,332
	2	0,874	0,874	1,377	0,462	0,846	1,154	-0,155	-0,153
C	1		0,874		1,274	0,715		0,341	0,377
	2	0,874	0,874	1,370	0,462	0,849	1,146	-0,141	-0,156
D	1		2,771		3,858	2,652		1,934	0,717
	2	2,771	2,152	3,858	1,095	2,036	3,289	-0,913	-0,338
E	1		0,874		1,189	0,959		0,595	0,363
	2	0,874	0,874	1,189	0,436	0,618	1,078	-0,286	-0,175
Sous P									
F	1		0,065		0,050	0,019		0,019	
	2								
A	1		0,065		0,095	0,038		0,038	
	2	0,065	0,325	0,123	0,172	0,151	0,134	-0,008	0,010
B	1		0,228		0,332	0,185		0,099	0,087
	2	0,228	0,228	0,359	0,121	0,221	0,301	-0,040	-0,04
C	1		0,228		0,332	0,186		0,089	0,098
	2	0,228	0,228	0,357	0,121	0,221	0,299	-0,037	-0,041
D	1		3,330		4,636	3,187		2,324	0,861
	2	3,330	2,532	4,636	1,289	2,430	3,946	-1,106	-0,410
E	1		0,228		0,310	0,250		0,155	0,095
	2	0,228	0,228	0,310	0,114	0,161	0,281	-0,074	0,045

PORTIQUE III sens Transversal

Moments et efforts tranchants dans Les Poutres

Niveau	Travée	SOUS G					SOUS P						
		t/mℓ		t.m		t		t/mℓ		t.m		t	
		Q_T	M_w	M_e	T_w	T_e	P_T	M_w	M_e	T_w	T_e		
F	1-2	0,903		0,271	-1,094	1,298	0,065	0,134	0,019	-0,079	0,083		
A	1-2	0,903	1,437	0,524	-2,195	1,779	0,065	0,134	0,038	-0,165	0,121		
A	2-3	0,903		0,991	-0,822	+2,570	0,325		0,151	-0,374	0,488		
B	1-2	0,874	1,154	0,711	+2,023	1,823	0,228	0,301	0,185	-0,528	0,476		
B	2-3	0,874		0,846	-0,839	1,477	0,228		0,221	-0,219	0,385		
C	1-2	0,874	1,146	0,715	-2,021	1,825	0,228	0,299	0,186	-0,528	0,476		
C	2-3	0,874		0,849	-0,838	1,478	0,228		0,221	-0,219	0,385		
D	1-2	2,205	3,289	2,652	-4,889	4,593	2,600	3,946	3,187	-5,767	5,413		
D	2-3	1,740		2,036	-1,479	3,045	2,000		2,430	-1,665	3,535		
E	1-2	0,874	1,078	0,959	-1,885	1,829	0,228	0,281	0,250	-0,492	0,478		
E	2-3	0,874		0,618	-0,885	1,365	0,228		0,161	-0,231	0,357		

PORTIQUE III Sens transversal
efforts normaux dans les poteaux

Niveau	Noeud	Sous "G"				Sous "P"			
		t				t			
		T _{wi}	T _{ei}	N	N _{cum}	T _{wi}	T _{ei}	N	N _{cum}
F	1		1,298	1,298	1,298		0,093	0,093	0,093
	2	-1,094		1,094	1,094	-0,079		0,079	0,079
A	1		1,779	1,779	1,779		0,121	0,121	0,121
	2	-2,195	1,570	3,765	5,063	-0,165	0,488	0,653	0,746
B	1		1,823	1,823	3,602		0,476	0,476	0,597
	2	-2,023	1,477	3,50	8,563	-0,528	0,385	0,913	1,659
C	1		1,825	1,825	5,427		0,476	0,476	1,073
	2	-2,021	1,478	3,499	12,062	-0,528	0,385	0,913	2,572
D	1		4,593	4,593	10,02		5,413	5,413	6,486
	2	-4,889	3,045	7,934	19,996	-5,767	3,535	9,302	11,874
E	1		1,829	1,829	11,849		0,478	0,478	6,964
	2	-1,885	1,365	3,250	23,246	-0,492	0,357	0,849	12,723

PORTIQUE I sens Longitudinal • Caractéristiques géométriques

		m	m	m	m	$10^3 m^4$	$10^3 m^4$	$10^3 m^4$	$10^3 m^4$	m		m		$10^{-3} m^3$				
Niveau	Nœud	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
A	1	/	5,60	/	3,30	/	7,20	/	2,13	/	4,48	/	2,64	/	1,61	/	0,81	2,42
	2	5,60	4,40	/	3,30	7,20	7,20	/	"	5,32	3,52	/	2,64	1,35	2,05	/	0,81	4,21
	3	4,40	5,60	/	3,30	7,20	"	/	"	3,52	4,48	/	2,64	2,05	1,61	/	0,81	4,47
B	1	/	5,60	3,30	3,25	/	"	2,13	"	/	4,48	2,97	2,60	/	1,61	0,72	0,82	3,15
	2	5,60	4,40	3,30	3,25	7,20	"	2,13	"	5,04	3,52	2,97	2,60	1,43	2,05	0,72	0,82	5,02
	3	4,40	5,60	3,30	3,25	7,20	"	2,13	"	3,52	4,48	2,97	2,60	2,05	1,61	0,72	0,82	5,20
C	1	/	5,60	3,25	3,60	/	"	2,13	"	/	4,48	2,60	2,88	/	1,61	0,82	0,74	3,17
	2	5,60	4,40	3,25	3,60	7,20	"	2,13	"	5,04	3,52	2,60	2,88	1,43	2,05	0,82	0,74	5,04
	3	4,40	5,60	3,25	3,60	7,20	"	2,13	"	3,52	4,48	2,60	2,88	2,05	1,61	0,82	0,74	5,22
D	1	/	5,5	3,60	3,25	/	"	2,13	5,21	/	4,40	2,88	2,60	/	1,64	0,74	2,00	4,38
	2	5,50	4,30	3,60	3,25	7,20	"	2,13	"	4,57	3,44	2,88	2,60	1,58	2,09	0,74	2,00	6,41
	3	4,30	5,50	3,60	3,25	7,20	"	2,13	"	3,44	4,40	2,88	2,60	2,00	1,64	0,74	2,00	6,47
E	1	/	5,45	3,25	2,90	/	"	5,21	7,63	/	4,36	2,60	2,32	/	1,65	2,00	3,29	6,94
	2	5,45	4,25	3,25	2,90	7,20	"	5,21	"	4,36	3,40	2,60	2,32	1,65	2,12	2,00	3,29	9,06
	3	4,25	5,45	3,25	2,90	7,20	"	5,21	"	3,40	4,36	2,60	2,32	2,12	1,65	2,00	3,29	9,06

Portique I sens Longitudinal • Moments aux Nœuds
Sous G

Niveau	Nœud	t/me		t.m					
		δ_w	δ_e	M'_w	M'_e	M_e	M_w	M_s	M_n
A	1	/	2,819	/	6,656	2,228	/	2,228	/
	2	2,819	2,819	9,386	4,109	6,679	7,694	-1,015	/
	3	2,819	2,819	4,109	4,715	4,497	4,387	0,11	/
B	1	/	4,246	/	10,026	4,902	/	2,610	2,292
	2	4,246	4,246	12,689	6,189	8,843	10,837	-1,062	-0,932
	3	4,246	4,246	6,248	10,026	8,856	7,737	0,596	0,523
C	1	/	4,246	/	10,026	4,934	/	2,340	2,593
	2	4,246	4,246	12,689	6,189	8,833	10,845	-0,954	-1,058
	3	4,246	4,246	6,189	10,026	8,833	7,696	0,544	0,603
D	1	/	4,029	/	9,177	5,741	/	4,190	1,550
	2	4,029	3,817	9,899	5,314	6,809	8,769	-1,431	-0,529
	3	3,817	4,029	5,564	9,177	8,255	6,716	1,124	0,416
E	1	/	3,680	/	8,230	6,273	/	3,902	2,372
	2	3,680	3,680	8,230	5,005	5,760	7,643	-1,171	-0,712
	3	3,680	3,680	5,005	8,230	7,620	5,775	1,171	0,712

PORTIQUE I sens Longitudinal.

Moments et efforts tranchants dans Les Poutres.

Niveau	Poutre	Sous G					Sous P				
		t/ml	E.m		t		t/ml	E.m		t	
		P_T	M_w	M_e	T_w	T_e	P_T	M_w	M_e	T_w	T_e
A	1.2	2,819	7,694	2,228	-9,368	7,546	0,375	1,024	0,296	-1,246	1,004
	2.3	2,819	4,387	6,679	-6,288	7,243	0,375	0,702	0,889	-0,861	0,939
	3.4	2,819	4,497	4,497	-8,457	8,457	0,375	0,763	0,763	-1,125	1,125
B	1.2	4,246	10,837	4,902	-13,727	11,749	0,855	2,182	0,987	-2,764	2,366
	2.3	4,246	7,737	8,843	-9,960	10,421	0,855	1,551	1,552	-2,052	2,052
	3.4	4,246	8,856	8,856	-12,738	12,738	0,855	1,780	1,780	-2,565	2,565
C	1.2	4,246	10,845	4,934	-13,723	11,753	0,855	2,184	0,994	-2,763	2,367
	2.3	4,246	7,696	8,833	-9,953	10,427	0,855	1,550	1,778	-2,005	2,100
	3.4	4,246	8,833	8,833	-12,738	12,738	0,855	1,781	1,781	-2,565	2,565
D	1.2	4,023	8,769	5,741	-12,574	11,564	1,870	4,904	3,244	5,887	5,333
	2.3	3,841	6,716	6,809	-3,809	14,628	1,635	3,644	3,705	-3,911	3,937
	3.4	4,023	8,255	8,255	-12,069	12,069	1,870	4,609	4,609	-5,610	5,610
E	1.2	3,680	7,643	6,273	-11,268	10,812	0,975	2,025	1,662	-2,986	2,865
	2.3	3,680	5,775	5,760	-8,835	8,829	0,975	1,526	1,526	-2,340	2,340
	3.4	3,680	7,628	7,628	-11,040	11,040	0,975	2,025	2,025	-2,925	2,925

PORTIQUE I sens Longitudinal.
efforts normaux dans Les poteaux.

Niveau	Noeud	Sous "G"				Sous "P"			
		T_{wi}	T_{ei}	N	N_{cum}	T_{wi}	T_{ei}	N	N_{cum}
	1	/	7,546	7,546	7,546		1,004	1,004	1,004
A	2	-9,368	7,243	16,611	16,611	-1,246	0,939	2,185	2,185
	3	-6,288	8,457	14,745	14,745	-0,861	1,125	1,886	1,986
	1	/	11,749	11,749	19,295		2,366	2,366	3,370
B	2	-13,727	10,421	24,148	40,759	-2,764	2,052	4,816	7,001
	3	-9,960	12,738	22,698	37,443	-2,052	2,565	4,617	6,603
	1	/	11,753	11,753	31,048		2,367	2,367	5,737
C	2	-13,723	10,427	24,150	64,909	-2,763	2,100	4,863	11,864
	3	-9,953	12,738	22,691	60,134	-2,005	2,565	4,570	11,173
	1	/	11,564	11,564	42,612		5,333	5,333	11,070
D	2	-12,574	14,628	27,202	92,111	-5,887	3,937	9,824	21,824
	3	-3,809	12,069	15,878	76,012	-3,911	5,610	9,521	20,694
	1	/	10,812	10,812	53,424		2,865	2,865	13,935
E	2	-11,268	8,829	20,097	112,208	-2,986	2,340	5,326	27,074
	3	-8,835	11,040	19,875	95,887	-2,340	2,925	5,265	25,959

PORTIQUE II sens Longitudinal • Caracteristiques geometriques

		m	m	m	m	$10^{-3}m^4$	$10^{-3}m^4$	$10^{-3}m^4$	$10^{-3}m^4$	m		m		$10^{-3}m^3$				
Niveau	Niveau	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
F	1		4,40		2,45		7,20		2,13		3,52		1,96		2,05		1,09	3,14
	2	4,40	5,60		2,45	7,20	"		"	4,00	4,48		1,96	1,80	1,61		1,09	4,50
A	1		5,60		3,30		"		"		4,48		2,64		1,61		0,81	2,42
	2	5,60	4,40	2,45	3,30	7,20	"	2,13	"	4,93	3,52	2,21	2,64	1,46	2,05	0,96	0,81	5,28
	3	4,40	5,60	2,45	3,30	7,20	"	"	"	3,52	4,48	2,21	2,64	2,05	1,61	0,96	0,81	5,43
B	1		5,60	3,30	3,25		"	"	"		4,48	2,97	2,60		1,61	0,72	0,82	3,15
	2	5,60	4,40	3,30	3,25	7,20	"	"	"	4,98	3,52	2,64	2,60	1,45	2,05	0,81	0,82	5,13
	3	4,40	5,60	3,30	3,25	7,20	"	"	"	3,52	4,48	2,64	2,60	2,05	1,61	0,81	0,82	5,29
C	1		5,60	3,25	3,60		"	"	"		4,48	2,60	2,88		1,61	0,82	0,74	3,17
	2	5,60	4,40	3,25	3,60	7,20	"	"	"	4,87	3,52	2,60	2,88	1,48	2,05	0,82	0,74	5,09
	3	4,40	5,60	3,25	3,60	7,20	"	"	"	3,52	4,48	2,60	2,88	2,05	1,61	0,82	0,74	5,22
D	1		5,50	3,60	3,25		"	"	5,21		4,40	2,88	2,60		1,64	0,74	2,00	4,38
	2	5,50	4,30	3,60	3,25	7,20	"	"	5,21	4,57	3,44	2,88	2,60	1,58	2,09	0,74	2,00	6,41
	3	4,30	5,50	3,60	3,25	7,20	"	"	5,21	3,44	4,40	2,88	2,60	2,09	1,64	0,74	2,00	6,47
E	1		5,45	3,25	2,90		"	5,21	7,63		4,36	2,60	2,32		1,65	2,00	3,29	6,94
	2	5,45	4,25	3,25	2,90	7,20	"	5,21	7,63	4,36	3,40	2,60	2,32	1,65	2,12	2,00	3,29	9,06
	3	4,25	5,45	3,25	2,90	7,20	"	5,21	7,63	3,40	4,36	2,60	2,32	2,12	1,65	2,00	3,29	9,06

PORTIQUE II sens Longitudinal.

Moments et efforts tranchants dans Les Poutres

Niveau	TRAVÉE	SOUS G					SOUS P					
		t/m ²		t.m		t	t/m ²		t.m		t	t
		q _T	M _w	M _e	T _w	T _e	P _T	M _w	M _e	T _w	T _e	
F	1.2	1,816	3,766	0,919	-4,952	3,765	0,180	0,373	0,091	-0,491	0,373	
	2.3	1,816	3,977	3,977	-5,448	5,448	0,180	0,394	0,394	-0,540	0,540	
A	1.2	4,518	11,169	3,571	-14,820	12,288	1,140	2,818	0,901	-3,740	3,101	
	2.3	4,518	8,127	9,045	-10,652	11,034	1,140	2,051	2,282	-2,505	2,967	
	3.4	4,518	9,458	9,458	-13,554	13,554	1,140	2,387	2,387	-2,736	2,736	
B	1.2	3,015	7,553	3,480	-9,724	8,366	1,350	1,856	1,559	-4,100	4,001	
	2.3	3,015	5,451	6,154	-7,090	7,382	1,350	2,441	2,756	-3,174	3,306	
	3.4	3,015	6,290	6,290	-9,045	9,045	1,350	2,817	2,817	-4,050	4,050	
C	1.2	3,105	7,461	3,608	-9,957	8,673	1,470	3,532	1,708	-0,608	4,106	
	2.3	3,105	5,628	6,193	-7,334	9,433	1,470	2,664	2,932	-3,472	3,584	
	3.4	3,105	6,467	6,467	-9,315	9,315	1,470	3,061	3,061	-4,410	4,410	
D	1.2	2,832	7,867	5,244	-8,933	8,059	2,878	8,453	5,664	-9,099	8,169	
	2.3	2,519	5,602	5,829	-5,998	6,093	2,519	5,929	6,176	-5,994	6,097	
	3.4	2,832	7,341	7,341	-8,496	8,496	2,878	7,884	7,884	-8,634	8,634	
E	1.2	3,015	6,262	5,293	-9,207	8,884	1,470	3,053	2,506	-4,501	4,319	
	2.3	3,015	4,718	4,718	-7,236	7,236	1,470	2,301	2,301	-3,528	3,528	
	3.4	3,015	6,262	6,262	-9,045	9,045	1,470	3,053	3,053	-4,410	4,410	

PORTIQUE II sens longitudinal
efforts normaux dans Les poteaux.

Niveau	NOEUD	SOUS "G"				SOUS "P"			
		T_{wi}	T_{ei}	N	N_{cum}	T_{wi}	T_{ei}	N	N_{cum}
F	1	/	3,765	3,765	3,765	/	0,373	0,373	0,373
	2	-4,952	5,448	10,400	10,400	-0,491	0,540	1,031	1,031
A	1	/	12,288	12,288	12,288	/	3,101	3,101	3,101
	2	-14,820	11,034	25,854	29,619	-3,740	2,967	6,707	7,080
	3	-10,652	13,554	24,206	34,606	-2,505	2,736	5,241	6,272
B	1	/	8,366	8,366	20,654	/	4,001	4,001	5,032
	2	-9,724	7,382	17,106	46,725	-4,100	3,306	7,406	14,486
	3	-7,090	9,045	16,135	50,741	-3,174	4,050	7,224	13,496
C	1	/	8,673	8,673	29,327	/	4,106	4,106	9,138
	2	-9,957	9,443	19,400	66,125	-9,608	3,584	4,192	18,678
	3	-7,334	9,315	16,649	67,390	-3,472	4,410	7,882	21,378
D	1	/	8,059	8,059	37,386	/	8,169	8,169	17,307
	2	-8,937	6,093	15,030	81,155	-9,099	6,097	15,196	33,874
	3	-5,998	8,496	14,496	81,886	-5,994	8,634	14,628	36,006
E	1	/	8,884	8,884	46,270	/	4,319	4,319	21,626
	2	-9,207	7,236	16,443	97,598	-4,501	3,528	8,029	41,903
	3	-7,236	9,045	16,281	98,167	-3,528	4,410	7,938	43,944

PORTIQUE III sens Longitudinal • Caracteristiques geometriques

		m	m	m	m	$10^3 m^4$	$10^3 m^4$	$10^3 m^4$	$10^3 m^4$	m		m		$10^{-3} m^3$				
Niveau	Nœud	l_w	l_e	h_n	h_s	I_w	I_e	I_n	I_s	l_w'	l_e'	h_n'	h_s'	K_w	K_e	K_n	K_s	D
F	1	/	3,85	/	2,45	/	7,20	/	2,13	/	3,08	/	1,96	/	2,34	/	1,09	3,43
	2	3,85	4,5	/	2,45	7,20	7,20	/	38	3,08	3,60	/	1,96	2,34	1,60		19,39	23,33
A	1	/	5,6	/	3,30	/	7,20	/	2,13	/	4,48	/	2,64	/	1,61	/	0,81	2,42
	2	5,60	3,85	2,45	3,30	7,20	7,20	2,13	2,13	4,93	3,08	2,21	2,64	1,46	2,34	0,96	0,81	5,57
B	1	/	5,60	3,30	3,25	/	7,20	2,13	2,13	/	4,48	2,97	2,60	/	1,61	0,72	0,82	3,15
	2	5,60	3,85	3,30	3,25	7,20	7,20	2,13	2,13	4,98	3,08	2,64	2,60	1,45	2,34	0,81	0,82	5,42
C	1	/	5,60	3,25	3,60	/	7,20	2,13	2,13	/	4,48	2,60	2,88	/	1,61	0,82	0,74	3,17
	2	5,60	3,85	3,25	3,60	7,20	7,20	2,13	2,13	4,87	3,08	2,60	2,88	1,48	2,34	0,82	0,74	5,38
D	1	/	5,50	3,60	3,25	/	7,20	2,13	5,21	/	4,40	2,88	2,60	/	1,64	0,74	2,00	4,38
	2	5,50	3,80	3,60	3,25	7,20	7,20	2,13	5,21	4,57	3,04	2,88	2,60	1,58	2,37	0,74	2,00	6,69
E	1	/	5,45	3,25	2,90	/	7,20	5,21	7,63	/	4,36	2,60	2,32	/	1,65	2,00	3,29	6,94
	2	5,45	3,775	3,25	2,90	7,20	7,20	5,21	7,63	4,36	3,02	2,60	2,32	1,65	2,38	2,00	3,29	9,32

PORTIQUE III sans Longitudinal - Moments aux Noeuds
Sous G

Niveau	Noeud	E/m/e		E.m					
		δ_w	δ_e	M'_w	M'_e	M_e	M_w	M_s	M_n
F	1		3,204		3,799	1,207		1,207	
	2	3,204	3,204	3,799	5,190	5,095	3,939	1,156	
A	1		3,204		8,038	2,69		2,69	
	2	3,204	3,204	9,734	3,799	6,292	8,178	-0,863	-1,023
B	1		3,015		7,564	3,698		1,969	1,729
	2	3,015	3,015	9,347	3,575	6,067	7,803	-0,873	-0,863
C	1		3,015		7,564	3,722		1,766	1,957
	2	3,015	3,015	8,938	3,575	5,266	7,463	-0,738	-0,817
D	1		3,680		8,906	5,571		4,067	1,505
	2	3,680	3,071	9,607	3,548	5,695	8,176	-1,811	-0,670
E	1		3,015		7,164	5,461		3,396	2,065
	2	3,015	3,015	7,164	3,437	4,389	6,504	-1,315	-0,80

PORTIQUE III sens Longitudinal. Moments aux Nœuds
Sous P

NIVEAU	NOEUD	t.me		t.m					
		P_w	P_e	M_w'	M_e'	M_e	M_w	M_s	M_n
F	1		0,420		0,498	0,158		0,158	
	2	0,420	0,420	0,498	0,680	0,667	0,516	0,151	
A	1		2,100		5,268	1,763		1,763	
	2	2,100	2,100	6,380	2,490	4,124	5,36	-0,566	-0,670
B	1		1,830		4,591	2,244		1,195	1,049
	2	1,830	1,830	5,673	2,170	3,682	4,736	-0,53	-0,524
C	1		1,830		4,591	2,259		1,072	1,188
	2	1,830	1,830	5,425	2,170	3,586	4,53	-0,448	-0,496
D	1		3,974		9,617	6,016		4,391	1,625
	2	3,974	2,780	7,258	8,384	7,985	7,524	0,337	0,125
E	1		1,470		3,493	2,662		1,656	1,007
	2	1,470	1,470	3,493	1,679	2,142	3,172	-0,640	-0,390

PORTIQUE III sans Longitudinal

Moments et efforts tranchants dans Les Poutres

Niveau	TRAVÉE	SOUS G					SOUS P				
		t/m ℓ	t.m		t		t/m ℓ	t.m		t	t
		Q_T	M_w	M_e	T_w	T_e	P_T	M_w	M_e	T_w	T_e
F	1-2	3,204	3,939	1,207	-9,797	8,658	0,420	0,516	0,158	-1,284	1,135
	2-3	3,204	3,939	3,939	-14,418	14,418	0,420	0,667	0,667	-1,890	1,890
A	1-2	3,204	8,178	2,690	-10,527	8,697	2,100	8,178	2,690	-7,215	5,385
	2-3	3,204		3,799	-6,898	8,481	2,100		6,292	-3,729	6,351
B	1-2	3,015	7,803	7,564	-9,085	9,005	1,830	7,803	3,698	-6,174	4,806
	2-3	3,015		3,575	-6,491	7,981	1,830		6,067	-3,128	5,656
C	1-2	3,015	7,463	7,564	-9,028	9,062	1,830	7,463	3,722	-6,114	4,867
	2-3	3,015		3,575	-6,491	7,981	1,830		5,266	-3,295	5,489
D	1-2	2,830	8,176	8,906	-8,368	8,612	2,478	8,176	5,571	-7,868	7,000
	2-3	2,552		3,548	-5,386	6,864	2,119		5,695	-3,899	6,272
E	1-2	3,015	6,504	7,164	-8,935	9,155	2,070	6,504	5,461	-6,384	6,036
	2-3	3,015		3,437	-6,520	7,952	2,070		4,389	-9,619	5,882

PORTIQUE III sans longitudinal
efforts normaux dans Les poteaux.

		SOUS "G"				SOUS "P"			
		E				E			
Niveau	Nœud	T _{wi}	T _{ei}	N	N _{cum}	T _{wi}	T _{ei}	N	N _{cum}
F	1		8,658	8,658	8,658		1,135	1,135	1,135
	2	-9,797	14,418	24,215	24,215	-1,284	1,89	3,174	3,174
A	1		8,697	8,697	8,697		5,385	5,385	5,385
	2	-10,527	8,481	19,008	27,666	-7,215	6,351	13,566	14,701
B	1		9,005	9,005	17,702		4,806	4,806	10,191
	2	-9,085	7,981	17,066	44,732	-6,174	5,656	11,83	26,531
C	1		9,062	9,062	26,764		4,867	4,867	15,058
	2	-9,028	7,981	17,009	61,741	-6,114	5,489	11,603	38,134
D	1		8,612	8,612	35,376		7,000	7,000	22,058
	2	-8,368	6,864	15,232	76,973	-7,868	6,272	14,140	52,274
E	1		9,15	9,150	44,526		6,036	6,036	28,094
	2	-8,935	7,952	16,887	93,860	-6,384	5,882	12,266	64,540

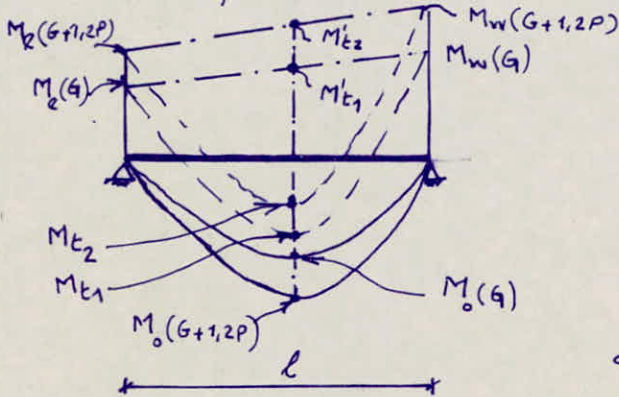
METHODES DE SUPERPOSITION

Poutres:

- Moment en travée des poutres (Sous charges Verticales):

"C.C.B.A 68 : A12"

exemple: Calcul du moment en travée sous $G+1,2P$



$$M'_{e1} = \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$M'_{e2} = \frac{M_w(G+1,2P) + M_e(G+1,2P)}{2}$$

$$M_{e1} = M_o(G+1,2P) - M'_{e1}$$

$$M_{e2} = M_o(G) - M'_{e2}$$

avec: M_o, M_e, M_w en valeur absolue

M_o : moment isostatique.

- On calculera les portiques sous SP_1 ($G+1,2P$) (d'après RPA)

Moments dans les poutres du Portique II sens longitudinal, en t.

Niveaux	travées	L(m)	M ₀ (G+1,2P)	M _w (G)	M _e (G)	M' _{E1}	M _{E1}	M ₀ (G)	M _w (G+1,2P)	M _e (G+1,2P)	M' _{E2}	M _{E2}
A	1.2	6,00	26,487	11,168	3,571	7,370	19,117	20,331	14,551	4,652	9,602	10,729
	2.3	4,80	16,952	8,127	9,045	8,586	8,366	13,012	10,588	11,783	11,186	1,826
	3.4	6,00	26,487	9,458	9,458	9,458	17,029	20,331	12,322	12,322	12,322	8,009
B	1.2	6,00	20,858	7,553	3,480	5,517	15,341	13,568	9,780	5,351	7,566	6,002
	2.3	4,80	13,349	5,451	6,154	5,803	7,546	8,683	8,380	9,461	8,921	-0,238
	3.4	6,00	20,858	6,290	6,290	6,290	14,568	13,568	9,670	9,670	9,670	3,898
C	1.2	6,00	21,911	7,461	3,608	5,535	16,376	13,973	11,699	5,658	8,679	5,294
	2.3	4,80	14,022	5,628	6,193	5,911	8,111	8,942	8,825	9,711	9,268	-0,326
	3.4	6,00	21,911	6,467	6,467	6,467	15,444	13,973	10,140	10,140	10,140	3,833
D	1.2	6,00	38,025	7,867	5,244	6,556	31,469	16,560	18,011	12,041	15,026	1,534
	2.3	4,80	19,862	5,602	5,829	5,716	14,146	8,844	12,717	13,240	12,979	-4,135
	3.4	6,00	38,025	7,341	7,341	7,341	30,684	16,560	16,802	16,802	16,802	-0,242
E	1.2	6,00	21,506	6,262	5,293	5,778	15,728	13,568	9,996	8,300	9,113	4,455
	2.3	4,80	13,763	4,718	4,718	4,718	9,045	8,683	7,479	7,479	7,479	1,204
	3.4	6,00	21,506	6,262	6,262	6,262	15,244	13,568	9,926	9,926	9,926	3,642

Moments dans les poutres du Portique II sens transversal en t:

Niveaux	Travées	l (m)	$M_0(G+1,2P)$	$M_w(G)$	$M_0(G)$	M'_{t1}	M_{t1}	$M_0(G)$	$M_w(G+1,2P)$	$M_0(G+1,2P)$	M'_{t2}	M_{t2}
A	1-2	4,80	2,825	0,850	0,241	0,546	2,279	2,601	1,007	0,287	0,647	1,954
	2-3	3,60	3,973	2,259	1,709	1,984	1,989	3,592	2,498	1,878	2,188	1,404
	3-4	4,80	7,062	2,834	2,834	2,834	4,228	6,385	3,134	3,134	3,134	3,251
B	1-2	4,80	3,640	1,193	0,711	0,952	2,688	2,517	1,702	1,029	1,366	0,791
	2-3	3,60	1,859	0,897	0,937	0,917	0,942	1,416	1,240	1,293	1,270	0,146
	3-4	4,80	3,640	1,113	1,113	1,113	2,527	2,517	1,586	1,586	1,586	0,571
C	1-2	4,80	3,305	1,185	0,715	0,950	2,355	2,517	1,558	0,938	1,248	1,269
	2-3	3,60	1,859	0,900	0,939	0,920	0,939	1,416	1,182	1,233	1,208	0,208
	3-4	4,80	3,305	1,110	1,110	1,110	2,195	2,517	1,457	1,457	1,457	1,060
D	1-2	4,80	19,489	3,269	2,652	2,961	16,528	7,980	8,098	6,476	7,287	0,693
	2-3	3,60	8,1408	1,974	1,974	1,974	6,434	3,486	5,190	5,190	5,190	-1,704
	3-4	4,80	19,489	3,270	3,270	3,270	16,219	7,980	8,099	8,099	8,099	-0,119
E	1-2	4,80	3,305	0,287	0,250	0,269	3,036	2,517	0,631	0,55	0,591	1,926
	2-3	3,60	1,859	0,734	0,734	0,734	1,125	1,416	0,964	0,964	0,964	0,452
	3-4	4,80	3,305	1,101	1,101	1,101	2,204	2,517	1,445	1,445	1,445	1,072

Niveau	Travée	Appui	σ_b' kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	T t	σ_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_{at}$ kg/cm ²	ϕB	A _t cm ²	S cm	\bar{S}_1 cm	\bar{S}_2 cm	S _{rad} cm
A	1.2	1	44,4	24,5	16,009	8,47	3635	1C+3P	1,4	19	34	15	?
		2	87,5	24	19,308	10,21	3519	1C+3P	1,4	21	30	4	?
	2.3	1	87,5	24	14,594	7,72	3685	1C+3P	1,4	29,8	36	4	?
		2	79,1	24,5	13,658	7,23	3718	1C+2P+1E	1,68	38,6	37	4	4
	3.4	1:2	79,1	24,5	16,837	8,91	3606	1C+2P+1E	1,68	30,4	33	4	?
	B	1.2	1	48,3	24,5	13,167	6,97	3735	1C+2P	1,12	33	38	4
2			68,6	24,5	14,644	7,75	3683	1C+3P	1,4	29,6	36	4	4
2.3		1	68,6	24,5	11,349	6,00	3800	1C+3P	1,4	39	40	4	4
		2	68,6	4	10,899	5,77	3815	1C+3P	1,4	41	41	4	4
3.4		1:2	68,6	4	13,905	7,36	3709	1C+3P	1,4	31	38	4	4
C		1.2	1	49,6	4	13,600	7,20	3720	1C+2P	1,12	25,9	37	4
	2		76,5	4	10,687	5,65	3823	1C+2E	1,4	50,7	41	4	4
	2.3	1	76,5	4	13,734	7,27	3715	1C+2E	1,4	38,3	37	4	4
		2	76,5	4	11,500	6,08	3795	1C+2E	1,4	46,7	40	4	4
	3.4	1:2	76,5	4	14,427	7,63	3691	1C+2E	1,4	34,2	36	4	?
	D	1.2	1	77,8	4	17,862	9,45	3570	1C+2P+1E	1,68	28,4	32	4
2			100	23	19,852	10,50	3500	1C+3P	1,4	20,9	30	4	4
2.3		1	100	23	13,409	7,09	3727	1C+3P	1,4	32,8	38	4	4
		2	95,9	23,2	13,191	6,98	3735	1C+2E	1,4	40	38	4	4
3.4		1	95,9	4	18,857	9,98	3535	1C+2E	1,4	26,6	31	4	4
		2	95,9	4	18,857	9,98	3535	1C+2P	1,12	17,7	31	4	4
E	1.2	1	62,2	24,5	14,067	7,44	3704	1C+1E	1,12	24,8	37	4	4
		2	69,3	4	14,608	7,73	3685	1C+3P	1,4	29,8	36	4	4
	2.3	1	69,3	4	11,470	6,07	3795	1C+3P	1,4	39,1	40	4	4
		2	"	4	"	4	"	"	"	"	"	4	4
	3.4	1:2	69,3	4	14,337	7,59	3694	1C+3P	1,4	30,3	36	4	4

C: cadre □ ; P: epingle ∩ ; E: étrier ⊏

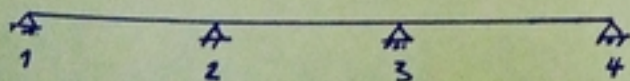
on remarque que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ pour tous les appuis.

L'espacement minimal dans la zone nodale est celui donnée par le R.P.A qui vaut 15 cm; On adoptera alors cette espacement dans toutes les zones nodales.

en dehors de la zone nodale $\rightarrow s_0 \leq \frac{h_t}{2} = 30 \text{ cm}$.

on adoptera 30 cm.

Notation



La zone nodale est donnée par le R.P.A : $h' = 2 h_t = 120 \text{ cm}$

PORTIQUE III sens Transversal. Moments aux Noeuds

Sous G

NIVEAU	NOEUD	t/m ²		t.m					
		ρ_w	ρ_e	M_w^i	M_e^i	M_e	M_w	M_s	M_n
F	1		0,903		0,696	0,271		0,271	
	2								
A	1		0,903		1,316	0,524		0,524	
	2	0,903	0,903	1,708	0,477	0,991	1,437	-0,204	-0,242
B	1		0,874		1,274	0,711		0,379	0,332
	2	0,874	0,874	1,377	0,462	0,846	1,154	-0,155	-0,153
C	1		0,874		1,274	0,715		0,341	0,377
	2	0,874	0,874	1,370	0,462	0,849	1,146	-0,141	-0,156
D	1		2,771		3,858	2,652		1,934	0,717
	2	2,771	2,152	3,858	1,095	2,036	3,289	-0,913	-0,338
E	1		0,874		1,189	0,959		0,595	0,363
	2	0,874	0,874	1,189	0,436	0,618	1,078	-0,286	-0,175

Sous P

F	1		0,065		0,050	0,019		0,019	
	2								
A	1		0,065		0,095	0,038		0,038	
	2	0,065	0,325	0,123	0,172	0,151	0,134	-0,008	0,010
B	1		0,228		0,332	0,185		0,093	0,087
	2	0,228	0,228	0,359	0,121	0,221	0,301	-0,040	-0,04
C	1		0,228		0,332	0,186		0,089	0,098
	2	0,228	0,228	0,357	0,121	0,221	0,299	-0,037	-0,041
D	1		3,330		4,636	3,187		2,324	0,861
	2	3,330	2,532	4,636	1,289	2,430	3,946	-1,106	-0,410
E	1		0,228		0,310	0,250		0,155	0,095
	2	0,228	0,228	0,310	0,114	0,161	0,281	-0,074	0,045

• Verifications diverses.

• Condition de non fragilité : $A_{min} \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

• fissuration : on doit avoir $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \leq \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$

avec : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \end{array} \right.$ avec : $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2db}$; $k = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible)
 $\eta = 1,6$ (A.H)

• flèche

1) $h_e^{min} \geq \frac{l_{max}}{16}$; 2) $h_e^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \cdot \frac{M_F^{max}}{M_0}$; $A_l^{max} \leq b h \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$

Si ces 3 conditions sont vérifiées, il est inutile de faire une justification de flèche.

• Condition de non écrasement du béton : (C.C.B.A 68 art 30.62)

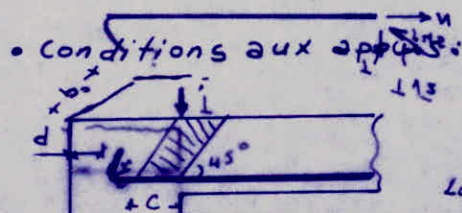
$$r \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) v$$

$v = 1$ → barre isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit.

$v = 5/3$ → barre courbée, fait partie d'un ensemble disposé en 2 lits

$v = 7/3$ → barre courbée, fait partie d'un ensemble disposé en 3 lits.

$r_{min} = 5,5 \phi = 11 \text{ cm}$ pour $\phi = 2 \text{ cm}$! $1 + \frac{\phi}{d}$ affecté par traction
 Pour $\phi = 20 \text{ mm}$ } $v = 1 \rightarrow r \geq 9,22 \text{ cm}$ } avec : v section qui prend tout le moment M_{tr} , d
 $d = 6 \text{ cm}$ } $v = 7/3 \rightarrow r \geq 21,51 \text{ cm}$ } conclusion : $r = 22 \text{ cm}$
 pour toutes les barres ancrées.



• béton $\sigma + \epsilon$

La contrainte de compression simple dans la bielle de béton :

- Condition de non enlèvement des balles :

C.C.B.A 68 art 20.11 : on doit vérifier $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b \quad (\psi_d = 1,5 \text{ pour H.A})$$

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{m P z}$$

avec : T : effort tranchant max.

P : périmètre de la balle ($P = \pi \phi$)

m : nbre de balle

$$z = \frac{7}{8} h$$

- Vérification des contraintes :

dans la disposition constructive des aciers, on respecte le "d" qui est égale à 6 cm la quantité d'acier adoptée est toujours supérieure ou égale à celle calculée donc les contraintes seront vérifiées.

Poutres: Portique II Sens Longitudinal
 Armatures inférieures (en travée)

$$h_t = 60 \text{ cm}, d = 6 \text{ cm}, h = 54 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}$$

Niveau	Travée	M _{inf} (t.m)	μ	ε	K	σ_b' (kg/cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	ϕ	\hat{w}_f	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)
A	1-2 3-4	19,117	0,0878	0,8807	26,9	104	14,36	15,70	5T20	0,0327	2957	
	2-3	8,366	0,0384	0,9164	44,8	62,5	6,04	6,15	4T14	0,0128	1954	2629
B	1-2 3-4	15,341	0,0705	0,8911	30,9	90,6	11,39	12,06	6T16	0,0251	3009,6	
	2-3	7,546	0,0347	0,9201	47,6	58,8	5,42	5,65	5T12	0,0118	1679	2840
C	1-2 3-4	16,376	0,0752	0,8881	29,7	94,3	12,20	12,31	8T14	0,0256	3494	2629
	2-3	8,111	0,0373	0,9175	45,6	61,4	5,85	6,78	6T12	0,0141	2471	2840
D	1-2 3-4	31,469	0,1445	0,8547	19,4	144,3	24,35	25,13	8T20	0,0523	4121	
	2-3	14,146	0,0650	0,8950	32,6	85,9	10,45	12,06	6T16	0,0251	3009,6	
E	1-2 3-4	15,728	0,0722	0,8901	30,5	91,8	11,69	12,06	6T16	0,0251	3009,6	
	2-3	9,045	0,0415	0,9135	42,8	65,4	6,55	7,92	7T12	0,0165	2833	2840

On remarque que: $\bar{\sigma}_a < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \Rightarrow$ (fissuration vérifiée)

Armatures Supérieures (aux appuis)

Niveau	Appuis	M _a (t.m)	μ	ε	K	σ_b' (kg/cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	ϕ	\hat{w}_f	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)
A	1	4,652	0,0214	0,9359	63	44,44	3,30	4,52	4T12	0,0094	1718	2840
	2	14,551	0,0668	0,8936	32	87,5	10,77	10,77	7T14	0,0224	3137	
	3-4	12,322	0,0566	0,9008	35,4	79,1	9,05	9,05	8T12	0,0189	3179	
B	1	5,351	0,0246	0,9315	58	48,3	3,80	4,52	4T12	0,0094	1718	2840
	2-3	9,780	0,0449	0,9104	40,8	68,6	7,10	7,92	7T12	0,0165	2833	2840
C	1	5,658	0,0260	0,9301	56,5	49,6	4,02	4,52	4T12	0,0094	1718	2840
	2-3	11,699	0,0537	0,9031	36,6	76,5	8,57	9,05	8T12	0,0189	3179	2840
D	1	12,041	0,0533	0,9020	36	77,8	8,83	9,05	8T12	0,0189	3179	2459
	2	18,011	0,0827	0,8837	28	100	13,48	15,70	5T20	0,033	2977	
	3-4	16,802	0,0772	0,8869	29,2	95,9	12,53	14,19	4T16 + 4T14	0,0296	3426	2459
E	1	8,300	0,0381	0,9167	45	62,2	5,99	6,78	6T12	0,0141	2472	2840
	2-3	9,926	0,0456	0,9098	40,4	69,3	7,22	7,92	7T12	0,0165	2833	2840

on remarque que: $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \Rightarrow$
 (fissuration vérifiée)

Niveau	Travée	Appui	σ_b' kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	T t	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_{at}$ kg/cm ²	ϕB	A _t cm ²	S cm	\bar{S}_1 cm	\bar{S}_2 cm	S _{ad} cm
A	1.2	1	44,4	24,5	16,009	8,47	3635	1C+3P	1,4	19	34	15	?
		2	87,5	24	19,308	10,21	3519	1C+3P	1,4	21	30	?	?
	2.3	1	87,5	24	14,594	7,72	3685	1C+3P	1,4	29,8	36	?	?
		2	79,1	24,5	13,658	7,23	3718	1C+2P+1E	1,68	38,6	37	?	?
	3.4	1=2	79,1	24,5	16,837	8,91	3606	1C+2P+1E	1,68	30,4	33	?	?
	B	1.2	1	48,3	24,5	13,167	6,97	3735	1C+2P	1,12	33	38	?
2			68,6	24,5	14,644	7,75	3683	1C+3P	1,4	29,6	36	?	?
2.3		1	68,6	24,5	11,349	6,00	3800	1C+3P	1,4	39	40	?	?
		2	68,6	"	10,899	5,77	3815	1C+3P	1,4	41	41	?	?
3.4		1=2	68,6	"	13,905	7,36	3709	1C+3P	1,4	31	38	?	?
C		1.2	1	49,6	"	13,600	7,20	3720	1C+2P	1,12	25,9	37	?
	2		76,5	"	10,687	5,65	3823	1C+2E	1,4	50,7	41	?	?
	2.3	1	76,5	"	13,734	7,27	3715	1C+2E	1,4	38,3	37	?	?
		2	76,5	"	11,500	6,08	3795	1C+2E	1,4	46,7	40	?	?
	3.4	1=2	76,5	"	14,427	7,63	3691	1C+2E	1,4	36,2	36	?	?
	D	1.2	1	77,8	"	17,862	9,45	3570	1C+2P+1E	1,68	28,4	32	?
2			100	23	19,852	10,50	3500	1C+3P	1,4	20,9	30	?	?
2.3		1	100	23	13,409	7,09	3727	1C+3P	1,4	32,8	38	?	?
		2	95,9	23,2	13,191	6,98	3735	1C+2E	1,4	40	38	?	?
3.4		1	95,9	"	18,857	9,98	3535	1C+2E	1,4	26,6	31	?	?
		2	95,9	"	18,857	9,98	3535	1C+2P	1,12	17,7	31	?	?
E	1.2	1	62,2	24,5	14,067	7,44	3704	1C+1E	1,12	24,8	37	?	?
		2	69,3	"	14,608	7,73	3685	1C+3P	1,4	29,8	36	?	?
	2.3	1	69,3	"	11,470	6,07	3795	1C+3P	1,4	39,1	40	?	?
		2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	3.4	1=2	69,3	"	14,337	7,59	3694	1C+3P	1,4	30,3	36	?	?

C: cadre \square ; P: epingle \lrcorner ; E: étrier \mathbb{I}

on remarque que : $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b$ pour tous les appuis.

L'espacement minimal dans la zone nodale est celui donnée par le R.P.A qui vaut 15 cm ; On adoptera alors cette espacement dans toutes les zones nodales.

en dehors de la zone nodale $\rightarrow s_0 \leq \frac{h_t}{2} = 30 \text{ cm}$.

on adoptera 30 cm.

Notation



La zone nodale est donnée par le R.P.A : $h' = 2 h_t = 120 \text{ cm}$

• Pour la charge q : $\bar{\sigma}_a = \frac{M_q}{S_A} = 2650,3 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{\omega}\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b} = 0,793$$

• Pour la charge q_0 : $\bar{\sigma}_a = \frac{M_{q_0}}{S_A} = 850 \text{ kg/cm}^2$ ($M_{q_0} = 10,093 \text{ t.m}$)

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{\omega}\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b} = 0,489$$

Module de déformation: $\left\{ \begin{array}{l} E_v = 126000 \text{ kg/cm}^2 \\ E_i = 3E_v = 378000 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

• $f_{q_\infty} = \frac{M_q l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,362 \text{ cm}$ ($I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu} = 796310,3 \text{ cm}^4$)

• $f_{q_0} = \frac{M_{q_0} l^2}{10 E_i I_{fi}}$; $f_{q_0} = \frac{M_{q_0} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu} = 481412,2 \text{ cm}^4$$

$$f_{q_0} = 0,20 \text{ cm} ; f_{q_0} = 0,622 \text{ cm}$$

flèche totale: $\Delta f_t = f_{q_\infty} + f_{q_0} - f_{q_0} = 0,362 + 0,622 - 0,2 = 0,784 \text{ cm}$

$$\Delta f_t < \bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ cm} \quad (\text{Vérfiéé})$$

• APPUI intermédiaire:

la section minimale des armatures tendues en travée conduites jusqu'à un appui où le moment est M (en valeur algébrique) doit pouvoir équilibrer un effort égal à: $T + \frac{M}{z}$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} ; z = \frac{7}{8} h ; h = 54 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_{\max} = 19,852 \text{ t} \\ M_{\min} = 9,67 \text{ t.m} \end{array} \right\} T + \frac{M}{z} = 19,852 * 10^3 - \frac{9,67 * 10^2}{\frac{7}{8} * 54} < 0$$

Conclusion: pour tous les appuis intermédiaires la condition est vérifiée.

Verifications diverses:

- fissuration:
verifier (voir tableau precedent)

- Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 * 40 * 54 * \frac{7}{4200} \approx 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad}^{min} = 4,52 \text{ cm}^2 > 2,5 \text{ cm}^2$$

→ Verifiée pour toutes les travées.

- flèche:

$$1) : h_t = 60 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm} \quad (\text{verifier})$$

$$2) : h_t = 60 \text{ cm} > \frac{l_{max}}{10} * \frac{M_t^{max}}{M_0} = \frac{600}{10} * \frac{31,469}{38,025} = 49,66 \text{ cm}$$

$$3) : A < \frac{43 b h}{\bar{\sigma}_{en}} = 22,11 \text{ cm}^2$$

la 3^{eme} condition est verifiée pour toutes les poutres
Sauf pour les poutres:

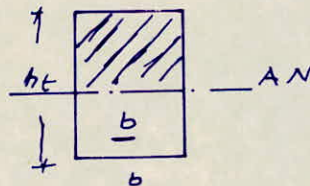
$$\text{Niveau D: Poutres 1.2 et 3.4} \Rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2 > 22,11 \text{ cm}^2$$

Pour cette poutre il faut faire la verification de la flèche:

- la flèche prise par la poutre va être égale:

$$\Delta f_t = f_{g_0} + f_{q_0} - f_{q_0}$$

- $b = 40 \text{ cm}$
 $h_t = 60 \text{ cm}$
 $A = 25,13 \text{ cm}^2$



- Position de l'axe neutre:

$$\frac{b x^2}{2} - b \frac{(h_t - x)^2}{2} - n A (h_t - x) = 0 \Rightarrow x = 34,07 \text{ cm}$$

En supposant la section non fissurée:

$$I_t = \frac{b x^3}{3} + \frac{b (h_t - x)^3}{3} + n A (h_t - x)^2 = 1013203,71 \text{ cm}^4$$

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{b h} = 0,01396$$

• Pour les charges de faible durée d'application:

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3)\tilde{\omega}} = 1,393$$

Pour les charges de longue durée d'application: $\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 0,557$

• Transmissions des efforts aux appuis.

* Appui de rive : $A_L > \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$

* Calcul du crochet : $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_d}$; $\sigma_a = \frac{T}{A_L}$; $\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b$

$\psi_d = 1,50$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 19,7 \text{ kg/cm}^2$

• Si $l_d < b - c - d \Rightarrow$ Le crochet n'est pas nécessaire

$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b}$

on pose : $C_1 = b - c - d$

* Condition de non éclatement du béton (C.C.B.A 68 art 30.62)

$r \geq 0,1 \phi \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}'_b} (1 + \frac{\phi}{d}) \gamma$

Niveau	T (t)	A_L (cm ²) ador	$\frac{T}{\bar{\sigma}_a}$	b (cm ²)	C (cm)	σ_a (kg/cm ²)	l_d (cm)	C_1 (cm)		γ	cm rim
A	16,009	5T20 15,70	5,72	40	9,88	1019,7	25,88	27,12	Pas de crochet	1	-
B	13,167	4T16 8,04	4,70	"	8,13	1637,7	33,25	28,87	avec crochet	1	4,96
C	13,600	4T14 6,15	4,86	"	8,39	2211,4	39,29	28,61	avec crochet	1	5,6
D	17,862	5T20 15,70	6,38	50	8,82	1137,7	28,88	38,18	Pas crochet	1	-
E	14,067	3T16 6,03	5,02	55	6,31	1332,8	47,37	45,69	avec crochet	1	7,07

• des crochets choisis sont ancrés à point c si :

$l + 2,33 \lambda \geq l_d - 3,30 \pi \Rightarrow \lambda \geq \frac{l_d - 3,30 \pi - l}{2,33}$

$l = b - c - \pi - d$

R.P.A : $\bar{l}_d \geq \text{Max} \{ 30 \phi, 50 \text{ cm} \}$

$\bar{\lambda} \geq 20 \phi$



Travée	l_d (cm)	\bar{l}_d (cm)	l_{ado} (cm)	$\bar{\lambda}$	λ_{ad}
A	25,88	60	60	40	40
B	33,25	50	50	32	35
C	39,29	50	50	28	30
D	28,88	60	60	40	40
E	47,37	50	50	32	35

on adopte pour toute les poutres un crochet avec $r = 8 \text{ cm}$.

Superposition : Moments dans Les poteaux du portique transversal N° II

M_x : moment dans le sens longitudinal

M_y : moment dans le sens transversal

Poteaux	file	$M_x(G)$ sup	$M_x(P)$ sup	$M_x(G+1,2P)$ sup		$M_x(G)$ inf	$M_x(P)$ inf	$M_x(G+1,2P)$ inf
A.B	1	1,015	0,889	2,082		0,932	0,188	1,158
	2	0,972	0,245	1,266		0,695	0,311	1,068
	3	0,863	0,366	1,542		0,863	0,524	1,492
B.C	1	1,062	1,552	2,924		1,058	0,213	1,314
	2	0,704	0,315	1,082		0,667	0,316	1,046
	3	0,873	0,530	1,509		0,817	0,496	1,412
C.D	1	0,954	0,192	1,184		0,529	0,324	0,918
	2	0,602	0,285	0,944		0,550	0,615	1,288
	3	0,738	0,448	1,276		0,670	0,125	0,820
D.E	1	1,431	0,875	2,481		0,712	0,189	0,939
	2	1,487	1,663	3,483		0,583	0,285	0,925
	3	1,811	0,337	2,215		0,800	0,390	1,268
E.P	1	1,171	0,310	1,543		1,171	0,310	1,543
	2	0,960	0,468	1,522		0,960	0,468	1,522
	3	1,315	0,640	2,05		1,315	0,640	2,083

Poteaux	file	$M_y(G)$ sup	$M_y(P)$ sup	$M_y(G+1,2P)$ sup		$M_y(G)$ inf	$M_y(P)$ inf	$M_y(G+1,2P)$ inf
A.B	1	0,524	0,038	0,570		0,332	0,124	0,481
	2	0,000	0,005	0,006		0,127	0,061	0,200
	3	0,263	0,023	0,291		0,107	0,053	0,171
B.C	1	0,379	0,141	0,548		0,376	0,098	0,494
	2	0,128	0,061	0,201		0,129	0,034	0,170
	3	0,109	0,054	0,174		0,110	0,029	0,145
C.D	1	0,341	0,089	0,448		0,717	0,861	1,750
	2	0,117	0,030	0,153		0,350	0,363	0,786
	3	0,100	0,026	0,131		0,351	0,364	0,788
D.E	1	1,934	2,323	4,722		0,363	0,095	0,477
	2	0,944	0,980	2,120		0,139	0,036	0,182
	3	0,945	0,980	2,121		0,139	0,036	0,182
E.P	1	0,595	0,155	0,781		0,595	0,155	0,781
	2	0,277	0,059	0,348		0,277	0,059	0,348
	3	0,277	0,059	0,348		0,277	0,059	0,348

Superposition : Moments dans Les poteaux du portique Longitudinal N° II

M_x : moment dans Le sens Longitudinal.

M_y : moment dans Le sens transversal.

Poteaux	file	$M_x(G)$ sup	$M_x(P)$ sup	$M_x(G+2P)$ sup		$M_x(G)$ inf	$M_x(P)$ inf	$M_x(G+2P)$ inf
A.B	1	3,571	0,901	4,652		1,627	0,729	2,502
	2	0,972	0,245	1,266		0,695	0,311	1,068
	3	0,609	0,154	0,794		0,417	0,187	0,641
B.c	1	1,853	0,830	2,849		1,897	0,898	2,975
	2	0,704	0,315	1,082		0,667	0,316	1,046
	3	0,422	0,189	0,649		0,441	0,209	0,692
C.D	1	1,712	0,810	2,684		1,416	1,530	3,252
	2	0,602	0,285	0,944		0,550	0,615	1,288
	3	0,398	0,188	0,624		0,470	0,528	1,104
D.E	1	3,827	4,134	8,788		2,001	0,948	3,139
	2	1,487	1,663	3,483		0,583	0,285	0,925
	3	1,270	1,427	2,982		0,583	0,285	0,925
E.P	1	3,292	1,559	5,163		0,96	0,468	1,522
	2	0,960	0,468	1,522		0,96	0,468	1,522
	3	0,960	0,468	1,522		0,96	0,468	1,522

Poteaux	file	$M_y(G)$ sup	$M_y(P)$ sup	$M_y(G+2P)$ sup		$M_y(G)$ inf	$M_y(P)$ inf	$M_y(G+2P)$ inf
A.B	1	0,362	0,038	0,408		0,387	0,037	0,431
	2	0,000	0,005	0,005		0,127	0,061	0,200
	3	0,204	0,010	0,216		0,153	0,040	0,201
B.C	1	0,422	0,046	0,477		0,435	0,034	0,476
	2	0,128	0,061	0,201		0,129	0,034	0,170
	3	0,155	0,040	0,203		0,156	0,041	0,205
C.D	1	0,394	0,031	0,431		0,350	0,209	0,601
	2	0,117	0,030	0,153		0,350	0,363	0,786
	3	0,141	0,037	0,185		0,388	0,410	0,880
D.E	1	0,944	0,564	1,621		0,380	0,036	0,423
	2	0,944	0,980	2,120		0,139	0,036	0,182
	3	0,913	1,106	2,240		0,175	0,045	0,229
E.P	1	0,623	0,060	0,695		0,623	0,060	0,695
	2	0,277	0,059	0,348		0,277	0,059	0,348
	3	0,286	0,074	0,375		0,286	0,074	0,375

Superposition: EFFORTS NORMAUX dans Les POTEAUX : en t

(Remarque: Poids des poteaux)

Niveau	Noeud	Sens long Port I			Sens long Port II			Sens long Port III			Sens tran Port I			Sens tran Port II			Sens tran Port III			
		N(G)	N(P)	N(G+1,2P)	N(G)	N(P)	N(G+1,2P)	N(G)	N(P)	N(G+1,2P)	N(G)	N(P)	N(G+1,2P)	N(G)	N(P)	N(G+1,2P)	N(G)	N(P)	N(G+1,2P)	
F	1				3,765	0,373	4,213	8,658	1,135	10,020										
	2				10,400	1,031	11,637	24,215	3,174	28,024				1,090	0,090	1,198	1,298	0,093	1,410	
A	1	7,546	1,004	8,751	12,288	3,101	16,009	8,697	5,385	15,159	2,81	0,29	3,158	1,720	0,120	1,864	1,779	0,121	1,924	
	2	16,611	2,185	19,233	29,619	7,080	38,115	27,666	14,701	45,307	5,810	0,610	6,542	6,730	0,550	7,390	5,063	0,746	5,958	
	3	14,745	1,986	17,128	34,606	6,272	42,132				5,300	0,560	5,972	11,830	1,020	13,054				
B	1	19,295	3,370	23,339	20,654	5,032	26,692	17,702	10,191	29,931	8,920	0,870	9,964	3,530	0,800	4,490	3,602	0,597	4,318	
	2	40,759	7,001	49,160	46,725	14,486	64,108	44,732	26,531	76,569	17,400	1,710	19,452	10,710	1,680	12,726	8,563	1,659	10,554	
	3	37,443	6,603	45,367	50,741	13,496	66,936				16,430	1,610	18,362	15,140	2,100	17,660				
C	1	31,048	5,737	37,932	29,327	9,138	40,293	26,764	15,058	44,834	15,040	1,350	16,660	5,220	1,270	6,744	5,427	1,073	6,715	
	2	64,909	11,864	79,146	66,125	18,678	88,539	61,741	38,134	107,502	28,980	2,610	32,112	13,740	2,570	16,824	12,062	2,572	15,148	
	3	60,134	11,173	73,542	67,390	21,378	93,044				27,560	2,480	30,536	18,450	2,960	22,002				
D	1	42,612	11,070	55,896	37,386	17,307	58,154	35,376	22,058	61,846	22,130	4,700	27,770	9,820	6,670	17,824	10,020	6,486	17,803	
	2	92,111	21,824	118,300	81,155	33,874	121,893	76,973	52,274	139,702	41,470	7,960	51,022	21,320	11,415	35,060	19,996	11,874	34,245	
	3	76,012	20,694	100,845	81,886	36,006	125,093				39,810	7,710	49,062	25,890	11,650	39,870				
E	1	53,424	13,035	70,146	46,270	21,626	72,221	44,526	28,094	78,239	27,090	5,180	33,306	11,630	7,270	20,354	11,849	6,964	20,206	
	2	112,208	27,014	144,625	97,598	41,903	147,882	93,86	64,54	171,308	50,230	8,810	60,802	24,560	12,420	39,464	23,246	12,723	38,514	
	3	95,887	25,959	127,038	98,167	43,944	150,9				48,480	8,550	58,740	29,08	12,480	44,056				

EFFORTS NORMAUX CUMULÉS

Portique II sens Longitudinal.
.en.t.

Poteau	file	N_{Long}	$N_{Éra}$	N_T
F.A	1	4,213	1,198	5,411
	2	11,637	1,198	12,826
A.B	1	16,009	6,542	22,551
	2	38,115	7,390	45,505
	3	42,132	5,958	48,090
B.C	1	26,692	19,462	46,144
	2	64,108	12,726	76,834
	3	66,936	10,554	77,490
C.D	1	40,293	32,112	72,405
	2	88,539	16,824	105,363
	3	93,044	15,148	108,192
D.E	1	58,154	51,022	109,176
	2	121,804	35,060	156,864
	3	125,093	34,245	159,338
E.P	1	72,221	60,802	133,028
	2	147,882	39,464	187,346
	3	150,900	38,514	189,414

Portique II sens transversal.

Poteau	file	N_{tr}	N_{Long}	N_T
F.A	1	1,198	4,213	5,411
	2	3,542	28,024	31,566
A.B	1	1,864	19,233	21,097
	2	7,390	38,115	45,505
	3	13,054	45,307	58,361
B.C	1	4,490	49,160	53,650
	2	12,726	64,108	76,834
	3	17,660	76,569	94,229
C.D	1	6,744	79,146	85,890
	2	16,824	88,539	105,363
	3	22,002	107,502	129,504
D.E	1	17,824	118,300	136,124
	2	35,060	121,804	156,864
	3	39,870	139,702	179,572
E.P	1	20,354	144,625	164,979
	2	39,464	147,882	187,346
	3	44,056	171,308	215,364

• FERRAILLAGE DES POTEAUX •

des poteaux sont soumis à des efforts normaux et des moments fléchissants dans le sens transversal et dans le sens longitudinal. On fera le calcul sous SP_1 (en flexion composée) et on adoptera le ferraillement maximum entre A et A_{min} avec: A: section calculée
 A_{min} section minimal donnée par le R.P.A 81

$A_{min} = 0,8\% \rightarrow$ zone I

$A_{min} = 1\% \rightarrow$ zone II
 sans toute fois dépasser en toute section 4%
 d'après le R.P.A 81 Art 4.4

Pour les ossatures en béton armé contreventées par voiles; des poteaux et les poutres doivent satisfaire les prescriptions relatives aux ossatures en zone I.

donc: $A_{min} = 0,8\%$ (zone I) (dans notre cas)

• Armatures longitudinales:

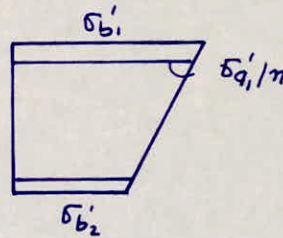
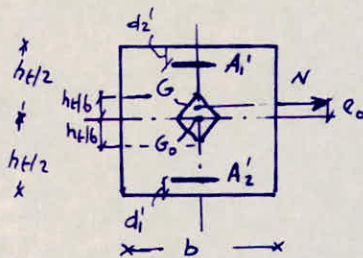
on fait les calculs sous les efforts suivants:

M_x et N_{corr} } calcul des aciers tendu et éventuellement
 M_y et N_{corr} } des aciers comprimés.

• contrainte admissible de compression dans le béton:

$\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow$ si $e_0 > \frac{ht}{2}$
 $\bar{\sigma}'_b = (1 + \frac{e_0}{3e_1})\bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow$ si $e_0 < \frac{ht}{2}$ } avec $e_0 = \frac{M}{N}$
 $e_1 = \frac{ht}{6}$ (sect rect)

• Section entièrement comprimée : $e_0 < \frac{ht}{6}$



$d'_1 = d'_2 = d'_3$; $\delta' = \frac{d'}{ht}$

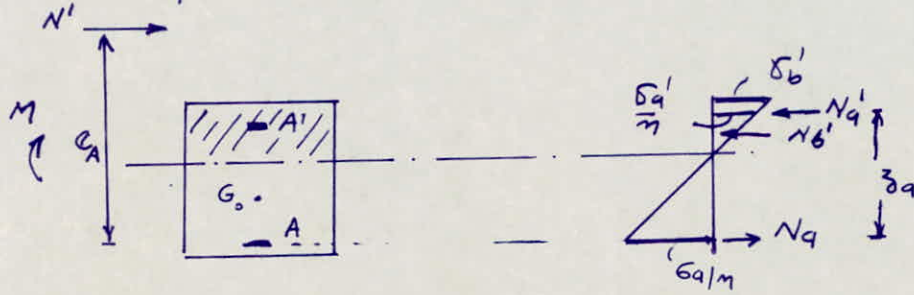
$A'_1 = A'_2$

$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b b h e}{N'}$; $\beta = \frac{6M}{N' h e}$; $C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \rho$

$D = 0,30(\rho - \beta) - 0,90(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$; $E = -(1 + \beta - \rho)$

$\tilde{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$; $A'_1 = A'_2 = \frac{\tilde{\omega}' b h e}{100}$

- Section partiellement comprimée :



$$e_A = e_0 + \frac{h \varepsilon}{2} - d$$

$$M_{fict} = N' (e_0 + \frac{h \varepsilon}{2} - d) = N' e_A$$

P. Charbon : $\mu = \frac{15 M_{fict}}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \varepsilon, \kappa$

Calcul de $\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa}$

- Si $\sigma_b' < \bar{\sigma}_{b'fc}$ \Rightarrow pas d'armatures comprimées ①
- Si $\sigma_b' > \bar{\sigma}_{b'fc}$ \Rightarrow il faut prévoir des armatures comprimées ②

- ① section sans armature comprimée :

des sections d'armatures tendues sont données par :

$$A_{fs} = \frac{M_{fict}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} ; A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

- ② section avec armatures comprimées :

$$\kappa_1 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b'fc}} ; \kappa_2 = \frac{15(h-d')}{h+d'} \Rightarrow \kappa = \max \{ \kappa_1, \kappa_2 \}$$

$$\kappa \rightarrow \alpha, \varepsilon, \mu'$$

$$M_{tb} = (\mu' b h^2 \bar{\sigma}_{b'fc}) \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} A_{fs} = \frac{M_{tb} + \Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$$

$$\Delta M = M_{fict} - M_{tb} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (\text{section tendue})$$

$$\sigma_a' = \frac{15(\eta_1 - d')}{\eta_1} \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma_a'} \quad (\text{section comprimée})$$

avec : $\eta_1 = \alpha h$.

* Prescription R.P.A 81

• des Armatures Longitudinales des poteaux doivent être les barres à haute adhérence, droites et sans Crochets.

• Le diamètre minimum d'armatures longitudinales est de :

12 mm en zone I

14 mm en zone II

• La longueur de recouvrement est :

$$l_r \geq \left\{ 50 \phi_c^{\max}; l_d \right\}$$

• La distance entre les barres verticales dans une face du Poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

• des jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones des nœuds.

* flambement des Poteaux.

pour les poteaux soumis à la flexion composée, l'élançement mécanique " λ " doit être inférieur à 35

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{avec: } i: \text{ rayon de giration; } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I: m^4 d'inertie du poteau
B: section du poteau

: l_c : longueur du flambement

$l_c = 0,7l_0$ pour un pilier appartenant au système de contreventement d'un bâtiment à étages multiples et à ses extrémités, soit encasturé dans un massif de fondation, soit ensembled à des poutres de plancher ayant au moins même rigidité que lui et le traversant de part et d'autre.

$l_c = 0,9l_0$ dans les autres cas.

avec l_0 : longueur libre du poteau.

$$\left. \begin{array}{l} I = \frac{b^3 a^3}{12} \\ B = a * b \end{array} \right\} \rightarrow \lambda = \frac{l_c}{a} \sqrt{12}$$

Si $\lambda > 35 \Rightarrow$ il faut tenir compte du flambement en excentrant l'effort normal d'une excentricité complémentaire :

$$f_{1c} = 0,16 (\lambda - 35) e$$

avec: e : excentricité de la charge / c de G de la section du béton seul.

• Armatures transversales

: des armatures transvers sont calculées avec la formule (notation \rightarrow R.P.A fig A)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 T}{h_i \sigma_{en}}$$

or... dans notre cas $T=0$ sur les poteaux

quantité d'armatures transversales minimale :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^{min} = 0,004 t b_i \text{ en zone II} \\ A_t^{min} = 0,003 t \cdot b_i \text{ en zone I} \end{array} \right.$$

Espacement :

- zone nodale $t < \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$ (R.P.A)
- zone courante $t < 12 \phi_l^{min} \rightarrow$ (R.P.A)
 $t < 15 \phi_l^{min} \rightarrow$ (C.C.B.A)

Zone de recouvrement :

$$\left\{ \begin{array}{l} v \geq 3 \\ v \geq 0,4 \frac{\phi_l^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma_{en,t}}{\sigma_{en,t}} \end{array} \right.$$

(v: nbre de cours)

• longueur de recouvrement : $l_r \geq \left\{ 50 \phi_l^{max}, l_d \right\}$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_d'}{\bar{\sigma}_d} = \frac{2}{4} * \frac{2800}{19,7} = 71 \text{ cm} \quad (\text{pour } \phi_l^{max} = 20 \text{ mm} \text{ ds notre cas})$$

$$\text{avec : } \bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 * 1,5^2 * 7 = 19,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$50 \phi_{l,max} = 50 * 2 = 100 \text{ cm} \quad \text{pour } \phi_l^{max} = 20 \text{ mm}$$

$$50 \phi_{l,max} = 50 * 1,6 = 80 \text{ cm} \quad \text{pour } \phi_l^{max} = 16 \text{ mm} \rightarrow l_d = 57 \text{ cm}$$

Conclusion

$$\text{pour } \phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 100 \text{ cm}$$

$$\text{pour } \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 80 \text{ cm}$$

on prend on pratique $\phi_t \geq 0,3 \phi_{l,max}$ ds notre cas $\phi_{l,max} = 2 \text{ cm}$
 $\Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$

$$v = 6 \quad \text{pour } \phi_l = 2 \text{ cm}$$

$$v = 5 \quad \text{pour } \phi_l = 1,6 \text{ cm}$$

• R.P.A \rightarrow zone nodale : $h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_i, h_i, 60 \text{ cm} \right\}$
(notation voir R.P.A fig A)

$$\frac{h_e}{6} = \frac{370}{6} \approx 60 \text{ cm}; \quad b_{i,max} = 50 \text{ cm}; \quad h_{i,max} = 60 \text{ cm} \rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

EFFORTS NORMAUX Cumulés et Moments Courbes Pendants dans Les poteaux Patique II Sans transversal.

Poteau	file	section	E.C					E.C				
			$M_x(G+1,2P)$	$N(G+1,2P)$	e_0	$h_e/6$	sollicit	$M_y(G+1,2P)$	$N(G+1,2P)$	e_0	$h_e/6$	sollicit
A.B	1	Sup	2,082	21,097	9,870	6,667	P.C	0,570	21,097	2,71	6,667	E.C
		inf	1,158	22,697	5,10	"	E.C	0,481	22,697	2,12	"	E.C
	2	Sup	1,266	47,105	2,69	"	E.C	0,006	47,105	0,93	"	E.C
		inf	1,068	48,705	2,19	"	E.C	0,200	48,705	0,41	"	E.C
	3	Sup	1,542	59,961	2,57	"	E.C	0,291	59,961	0,49	"	E.C
		inf	1,492	61,561	2,42	"	E.C	0,171	61,561	0,28	"	E.C
B.C	1	Sup	2,924	55,250	5,29	"	E.C	0,548	55,250	0,99	"	E.C
		inf	1,344	56,850	2,31	"	E.C	9,494	56,850	0,87	"	E.C
	2	Sup	1,082	80,034	1,35	"	E.C	0,201	80,034	0,25	"	E.C
		inf	1,046	81,634	1,28	"	E.C	0,170	81,634	0,21	"	E.C
	3	Sup	1,509	97,499	1,85	"	E.C	9,174	97,499	0,18	"	E.C
		inf	1,412	99,099	1,42	"	E.C	0,145	99,099	0,15	"	E.C
C.D	1	Sup	1,184	89,090	1,33	"	E.C	0,448	89,090	0,50	"	E.C
		inf	0,918	90,690	1,01	"	E.C	1,750	90,690	0,19	"	E.C
	2	Sup	0,944	110,163	0,86	"	E.C	0,153	110,163	0,14	"	E.C
		inf	1,288	111,763	1,15	"	E.C	0,786	111,763	5,32	"	E.C
	3	Sup	1,276	134,304	0,95	"	E.C	0,131	134,304	0,90	"	E.C
		inf	0,820	135,904	0,60	"	E.C	0,788	135,904	0,58	"	E.C
D.E	1	Sup	2,421	140,924	1,76	8,33	E.C	4,722	140,924	3,35	8,33	E.C
		inf	0,989	143,424	0,65	"	E.C	0,477	143,424	0,33	"	E.C
	2	Sup	3,483	163,264	2,13	8,33	E.C	2,120	163,264	1,30	"	E.C
		inf	0,925	165,764	0,56	"	E.C	0,182	165,764	0,11	"	E.C
	3	Sup	2,215	185,972	1,19	"	E.C	2,121	185,972	1,14	"	E.C
		inf	1,268	188,472	0,67	"	E.C	0,182	188,472	0,10	"	E.C
E.P	1	Sup	1,543	179,279	0,86	9,16	E.C	0,781	179,279	0,43	9,16	E.C
		inf	1,543	182,279	0,85	"	E.C	0,781	182,279	0,70	"	E.C
	2	Sup	1,522	196,246	0,78	9,16	E.C	0,348	196,246	0,18	"	E.C
		inf	1,522	199,246	0,77	"	E.C	0,348	199,246	0,17	"	E.C
	3	Sup	2,083	224,264	0,93	"	E.C	0,348	224,264	0,16	"	E.C
		inf	2,083	227,264	0,91	"	E.C	0,348	227,264	0,15	"	E.C

Remarque:
 $N(G+1,2P)$ y compris
 Le poids propre
 des poteaux.

EFFORTS NORMAUX cumules et Moments correspondants dans les poteaux Portique II sens longitudinal.

Poteau	file	section	E.m					E				
			$M_x(G+1,2P)$	$N(G+1,2P)$	e_0	$Rt/6$	sollicit	$M_y(G+1,2P)$	$N(G+1,2P)$	e_0	$Rt/6$	sollicit
A.B	1	Sup	4,652	22,551	20,629	6,67	P.C	0,408	22,551	1,809	6,67	E.C
		inf	2,502	24,151	10,360	"	P.C	0,431	24,151	1,785	"	E.C
	2	Sup	1,266	47,105	2,688	"	E.C	0,006	47,105	0,013	"	E.C
		inf	1,068	48,705	2,190	"	E.C	0,200	48,705	0,411	"	E.C
	3	Sup	0,794	49,690	1,600	"	E.C	0,216	49,690	0,435	"	E.C
		inf	0,641	51,290	1,250	"	E.C	0,201	51,290	0,392	"	E.C
B.C	1	Sup	2,849	47,744	5,967	"	E.C	0,477	47,744	0,999	"	E.C
		inf	2,975	49,344	6,029	"	E.C	0,476	49,344	0,965	"	E.C
	2	Sup	1,082	80,034	1,352	"	E.C	0,201	80,034	0,251	"	E.C
		inf	1,046	81,634	1,281	"	E.C	0,170	81,634	0,208	"	E.C
	3	Sup	0,649	80,690	0,804	"	E.C	0,203	80,690	0,252	"	E.C
		inf	0,692	82,290	0,841	"	E.C	0,205	82,290	0,249	"	E.C
C.D	1	Sup	2,684	75,605	3,550	"	E.C	0,431	75,605	0,570	"	E.C
		inf	3,252	77,205	4,212	"	E.C	0,601	77,205	0,778	"	E.C
	2	Sup	0,944	110,163	0,857	"	E.C	0,153	110,163	0,139	"	E.C
		inf	1,288	111,763	1,152	"	E.C	0,786	111,763	0,703	"	E.C
	3	Sup	0,624	112,922	0,553	"	E.C	0,185	112,922	0,164	"	E.C
		inf	1,104	114,596	0,963	"	E.C	0,880	114,596	0,768	"	E.C
D.E	1	Sup	8,788	113,976	7,710	8,33	E.C	1,621	113,976	1,422	8,33	E.C
		inf	3,139	116,476	2,695	"	E.C	0,423	116,476	0,363	"	E.C
	2	Sup	3,483	163,264	2,133	"	E.C	2,120	163,264	1,299	"	E.C
		inf	0,925	165,764	0,558	"	E.C	0,182	165,764	0,110	"	E.C
	3	Sup	2,982	165,738	1,799	"	E.C	2,240	165,738	1,352	"	E.C
		inf	0,925	168,238	0,550	"	E.C	0,229	168,238	0,136	"	E.C
E.P	1	Sup	5,163	140,328	3,679	9,16	E.C	0,695	140,328	0,495	9,16	E.C
		inf	5,163	143,328	3,602	"	E.C	0,695	143,328	0,485	"	E.C
	2	Sup	1,522	196,246	0,776	"	E.C	0,348	196,246	0,177	"	E.C
		inf	1,522	199,246	0,764	"	E.C	0,348	199,246	0,175	"	E.C
	3	Sup	1,522	198,314	0,764	"	E.C	0,375	198,314	0,189	"	E.C
		inf	1,522	201,314	0,756	"	E.C	0,375	201,314	0,186	"	E.C

Remarque:
N(G+1,2P) suppose
le poids propre
des poteaux.

* Verification au flambement:

$$\lambda = \frac{l_c}{a} \sqrt{12}$$

on prenant:

$$l_0^{\max} = 420 \text{ cm}; \quad l_c = 0,9 l_0 = 378 \text{ m (longueur la plus favorable)}$$

$$\text{et } a_{\min} = 40 \text{ cm}$$

Nous obtenons:

$$\lambda = \frac{378}{40} \sqrt{12} = 32,73 < \bar{\lambda} = 35$$

Conclusion:

il n'y a pas risque de flambement pour tous les poteaux.

* Ferrailage des poteaux:

d'après les tableaux précédents nous remarquons que seul le poteau A-B "file 1" est partiellement comprimé, les autres sont entièrement comprimés.

de ferrailage le plus défavorable pour ces derniers et celui calculé avec $(N_{\max}; M_{\max})$ et pour quoi nous avons procédé comme suit:

Portique II sens transversal:

- Poteaux (A-B) et (B-C) pour toutes les files:

$$\left. \begin{array}{l} M_{\max} = 2,924 \text{ t.m} \\ N_{\max} = 135,904 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow A' < 0$$

- Poteaux (C-D) file 1 et 2:

$$\left. \begin{array}{l} M_{\max} = 1,288 \text{ t.m} \\ N_{\max} = 111,763 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow A' < 0$$

- Poteaux (C-D) file 3:

$$(M_x \max \neq N_{\max}) \text{ et } (M_y \max, N_{\max}) \Rightarrow A' = (6,88 + 5,37) < A_{\min}$$

- Poteaux (D-E):

$$\text{file 1: } \left. \begin{array}{l} M_{\max} = 4,722 \text{ t.m} \\ N_{\text{cort}} = 143,324 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow A' < 0$$

$$\text{file 2.3: } \left. \begin{array}{l} M_{\max} = 3,483 \text{ t.m} \\ N_{\max} = 188,472 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow A' = 4,21 \text{ cm}^2$$

même si nous doublons cette dernière valeur (cas extrême) $\Rightarrow A = 8,42 \text{ cm}^2 < A_{\min}$

- Poteaux (E-P) toutes les files:

$$\left. \begin{array}{l} M_{\max} = 2,083 \text{ t.m} \\ N_{\max} = 227,264 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow A' < 0$$

FERRAILLAGE DES POTEAUX du Portique II sens transversal.

Poteaux Entièrement comprimés:

cm			t.m	t	cm	kg/cm ²							cm ²	cm ²
b	ht	δ'	M	N	e_0	$\bar{\sigma}_b'$	ρ	β	C	D	E	w'	$A'_1 = A'_2$	A_{min}
40	40	0,1	2,924	99,099	2,95	92,95	1,500	0,443	0,259	0,605	0,057	-0,099	0	12,8
40	40	0,1	1,276	135,904	0,94	84,81	0,999	0,141	0,173	0,256	-0,142	0,430	6,88	12,8
40	40	0,1	0,788	135,904	0,58	83,35	0,981	0,087	0,170	0,258	-0,106	0,335	5,37	12,8
40	40	0,1	1,288	111,763	1,15	85,66	1,226	0,173	0,212	0,446	0,053	-0,127	0	12,8
50	50	0,1	3,483	188,472	1,85	87,00	1,154	0,222	0,199	0,368	-0,068	0,169	4,21	20
50	50	0,1	4,722	143,424	3,29	91,66	1,600	0,395	0,277	0,707	0,205	-0,333	0	20
55	55	0,1	2,083	227,264	0,917	83,70	1,114	0,099	0,193	0,370	0,014	-0,038	0	24,2

Poteaux partiellement comprimés:

Sans transy:

cm	cm		t.m	t	cm	t.m				cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
b	ht	δ'	M	N	e_0	M_{fid}	μ	ϵ		A_{FS}	A_{FC}	A'	A_{min}
40	40	0,1	2,082	21,097	9,87	5,46	0,0564	0,9012		6,01	0	0	12,8

Conclusion:

Toutes les sections seront ferrillées symétriquement avec A_{min}

Poteaux
A-B

Sens long:

cm	cm		t.m	t	cm	t.m				cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
b	ht	δ'	M	N	e_0	M_{fid}	μ	ϵ		A_{FS}	A_{FC}	A'	A_{min}
40	40	0,1	4,652	22,551	20,629	8,260	0,0854	0,8821		9,29	1,24	0	12,8
40	40	0,1	2,502	24,151	10,36	6,366	0,0658	0,8943		7,06	0	0	12,8

- section ant comp: Ferraillage des poteaux du portique II sans Longitudinal
Poteaux de La file 1

Poteaux Niveau	cm			t.m	t	cm	kg/cm ²	ρ	β	c	D	E	w'	cm ²		
	b	ht	δ	M_x	N	e_0	$\bar{\sigma}_b$							$A_i = A'_i$	Amin	
B.C	sup	40	40	0,1	2,849	47,744	5,967	105,2	3,525	0,895	0,609	2,243	1,630	-1	0	12,8
	inf	40	40	0,1	2,975	49,344	6,029	105,4	3,418	0,423	0,591	2,291	1,935	-1,5	0	12,8
C.D	sup	40	40	0,1	2,684	75,605	3,550	95,4	2,019	0,904	0,349	0,921	0,115	-0,131	0	12,8
	inf	40	40	0,1	3,252	77,205	4,212	98,1	2,033	0,533	0,351	1,045	0,500	-0,600	0	12,8
D.E	sup	50	50	0,1	8,788	113,976	7,710	106	2,325	0,925	0,402	1,183	0,400	-0,400	0	20
	inf	50	50	0,1	3,139	116,476	2,695	89,7	1,925	0,323	0,333	1,013	0,602	-0,800	0	20
E.P	sup	55	55	0,1	5,163	140,328	3,679	92,1	1,985	0,401	0,343	1,043	0,584	-0,700	0	24,2
	inf	55	55	0,1	5,163	143,328	3,602	91,6	1,934	0,392	0,334	1,000	0,542	-0,46	0	24,2

Poteaux Niveau	cm			t.m	t	cm	kg/cm ²	ρ	β	c	E	D	w'	cm ²		
	b	ht	δ	M_y	N	e_0	$\bar{\sigma}_b$							$A_i = A'_i$	Amin	
B.C	sup	40	40	0,1	0,477	47,44	0,999	85,0	2,866	0,150	0,495	1,716	1,889	-3,186	0	12,8
	inf	40	40	0,1	0,476	49,344	0,965	84,9	2,753	0,144	0,475	1,609	1,792	-1,470	0	12,8
C.D	sup	40	40	0,1	0,431	75,605	0,570	83,3	1,620	0,085	0,304	0,677	0,942	-1,132	0	12,8
	inf	40	40	0,1	0,601	77,205	0,778	84,1	1,742	0,116	0,301	0,626	0,915	-1,038	0	12,8
D.E	sup	50	50	0,1	1,621	113,976	1,422	82,4	1,807	0,170	0,312	0,637	0,956	-0,98	0	12,8
	inf	50	50	0,1	0,423	116,476	0,363	82,2	1,764	0,044	0,304	0,720	0,956	-1,25	0	20
E.P	sup	55	55	0,1	0,695	140,328	0,495	82,6	1,780	0,053	0,307	0,727	0,966	-1,23	0	20
	inf	55	55	0,1	0,695	143,328	0,485	82,6	1,743	0,052	0,301	0,691	0,935	-1,21	0	24,2
AB	sup	40	40	0,1	0,408	22,551	1,809	81,1	5,754	0,271	0,994	4,483	4,383	-1,612	0	24,2
	inf	40	40	0,1	0,431	24,151	1,785	88,2	5,843	0,268	1,009	4,575	4,462	-1,433	0	12,8

Potaux de La file 3

Pot	Mikro	cm		δ	E.m	E	cm	kg/cm ²	P	β	C	D	E	w'	cm ²	
		b	ht												$A_i = A'_i$	Amin
A.B	sup	40	40	0,1	0,794	49,69	1,60	87,5	2,817	0,240	0,487	1,820	1,577	<0	0	12,8
	inf	40	40	0,1	0,641	51,29	1,25	86	2,683	0,187	0,464	1,718	1,496	"	0	12,8
B.C	sup	40	40	0,2	0,649	80,69	0,804	84,2	1,670	0,121	0,289	0,851	0,549	"	0	12,8
	inf	40	40	0,1	0,692	82,290	0,840	84,4	1,641	0,126	0,284	0,824	0,767	"	0	12,8
C.D	sup	40	40	0,1	0,624	112,922	0,553	83,2	1,180	0,083	0,204	0,433	0,097	"	0	12,8
	inf	40	40	0,1	1,104	114,596	0,963	84,9	1,185	0,145	0,205	0,419	0,040	"	0	12,8
E	sup	50	50	0,1	2,982	165,738	1,799	86,8	1,309	0,216	0,226	0,506	0,093	"	0	20
	inf	50	50	0,1	0,925	168,238	0,550	82,8	1,230	0,066	0,213	0,399	0,164	"	0	20
E.P	sup	55	55	0,1	1,522	198,314	0,767	83,3	1,271	0,084	0,220	0,512	0,187	"	0	24,2
	inf	55	55	0,1	1,522	201,314	0,756	83,3	1,252	0,082	0,216	0,496	0,170	"	0	24,2

Pot	Mikro	cm		δ	E.m	E	cm	kg/cm ²	P	β	C	D	E	w'	cm ²	
		b	ht												$A_i = A'_i$	Amin
A.B	sup	40	40	0,1	0,216	49,690	0,435	82,8	2,666	0,065	0,461	1,740	1,601	<0	0	12,8
	inf	40	40	0,1	0,201	51,290	0,392	82,6	2,577	0,059	0,445	1,638	1,636	"	0	12,8
B	sup	40	40	0,1	0,203	80,690	0,252	82,0	1,626	0,039	0,281	0,837	0,587	"	0	12,8
	inf	40	40	0,1	0,205	82,290	0,249	82,0	1,594	0,037	0,275	0,809	0,557	"	0	12,8
C.D	sup	40	40	0,1	0,185	112,922	0,164	81,7	1,158	0,025	0,200	0,431	0,133	"	0	12,8
	inf	40	40	0,1	0,880	114,596	0,768	84,1	1,174	0,115	0,203	0,418	0,059	"	0	12,8
E	sup	50	50	0,1	2,240	165,738	1,352	85,4	1,288	0,162	0,226	0,504	0,126	"	0	20
	inf	50	50	0,1	0,229	168,238	0,136	81,4	1,210	0,016	0,209	0,479	0,189	"	0	20
E.P	sup	55	55	0,1	0,375	198,314	0,189	81,6	1,245	0,021	0,215	0,508	0,224	"	0	24,2
	inf	55	55	0,1	0,375	201,314	0,186	81,5	1,225	0,020	0,212	0,491	0,205	"	0	24,2

FONDITIONS

Une fondation est un organe de transmission des charges : de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que lorsque nous connaissons

- la superstructure et ses charges
- Les caractéristiques du sol.

TYPES DE FONDITIONS :

Nous avons prévu 3 types de fondations

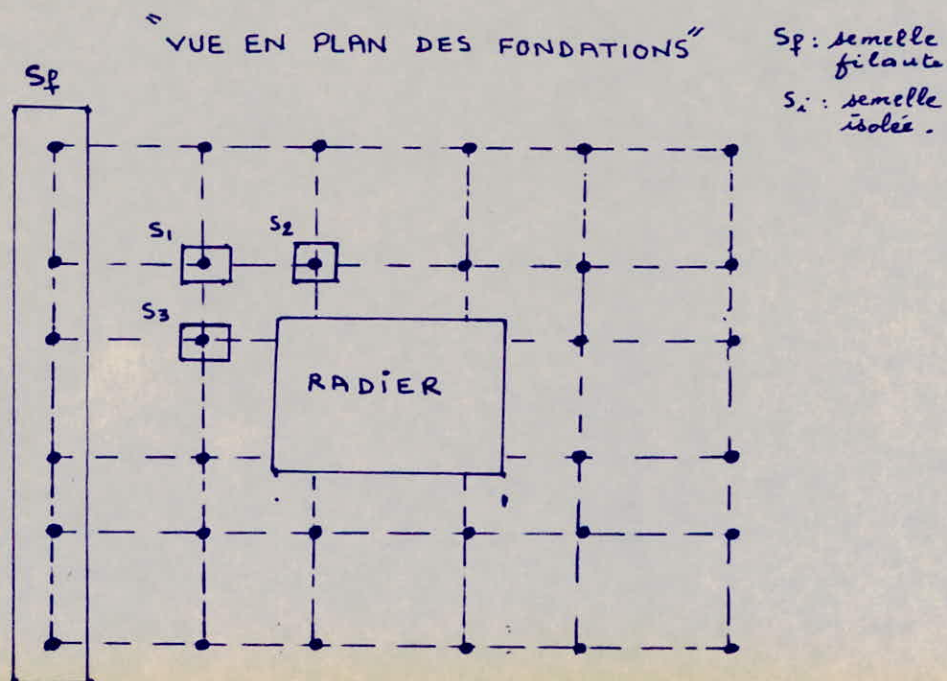
- ① RADIER : pour le noyau central à cause de l'architecture de ce dernier.
- ② SEMELLES ISOLÉES : pour les poteaux centraux
- ③ SEMELLES FILANTES : pour les poteaux et voiles périphériques.

SOL :

Le sol sur lequel est fondé notre bâtiment est composé d'une couche de grave dont les caractéristiques physiques sont les suivantes :

$$\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3 ; \quad \varphi = 35^\circ ; \quad N_\gamma = 48 \quad N_q = 33.3$$

$$C = 0$$



REMARQUE IMPORTANTE:

Le sous sol qui est formé de voiles périphériques, du plancher « rez de chaussée » et des longrines qui relient les différentes fondations est une boîte rigide.

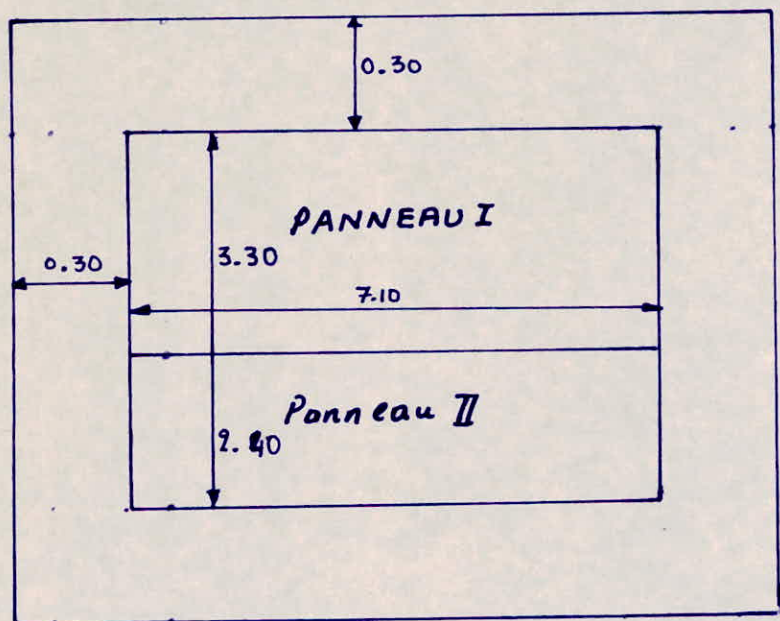
Sous l'effet des charges horizontales cette boîte bute contre le sol.

En plus le moment se distribue non pas sur les voiles du noyau central seulement, mais aussi sur les voiles périphériques.

Donc nous pouvons affirmer que le moment créé par les charges sismiques est négligeable au niveau des fondations.

C'est pourquoi nous étudierons les fondations sous les sollicitations du premier genre seulement.

NOTATIONS DES PANNEAUX



RADIER

Les distances ci dessus sont entre axes d'appuis.

ETUDE DU RADIER

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable du point de vue du calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réaction du sol agissant de bas vers le haut.

HYPOTHESE : Le radier sera considéré comme infiniment rigide

DESCENTE DE CHARGE :

$$G = 220 + 206.14 + 63.48 + 224.54 + 210.54 = 924.7t$$

$$P = 44.97 + 42.61 + 27.51 + 50.95 + 50.95 = 216.99t$$

$$G \# 925t \quad \text{et} \quad P \# 217t$$

Le poids total de la construction sera donné à l'aide de la combinaison du premier genre.

$$N_I = G + 1.2P = 1186t.$$

CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{\gamma N_s + \gamma D(N_q - 1) + (1 + 0.3 \frac{B}{L}) C N_c}{F_s}$$

$$\gamma = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{L})}$$

γ étant le rayon moyen de la semelle.

$D = 1.50m$ (auvage)

La surface minimale du radier sera celle imposée par l'architecture c-à-d « 6.3×7.5 en m^2 ».

En tenant compte des débords nous pouvons estimer la surface à $6.90 \cdot 8.10$ m^2 .

avec B (« largeur ») = $6.90m$ et L (longueur) = $8.10m$

Nous obtenons : $\gamma = 1.863$ avec $N_s = 48$; $N_q = 33.3$; $C N_c = 0$

$$\rightarrow q_{ad} = 46 t/m^2 \quad F_s \text{ « Coefficient de sécurité » étant égal à } 5$$

Nous allons limiter $\bar{\sigma}_s$ à $30 t/m^2$

SURFACE DU RADIER :

La surface du radier qui est nécessaire pour résister à N_I est

$$\frac{N_I}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \quad \rightarrow \quad S_{nec} \geq \frac{N_I}{\bar{\sigma}_s} \quad \rightarrow \quad S_{nec} \geq 40 m^2$$

La surface du radier sans débord est égale à

$$S_0 = 7.5 \cdot 6.3 = 47.25 m^2$$

Etant donné que le débord pour un radier est obligatoire
Nous adopterons les débords suivants :

- 30 cm (dans le sens longitudinal)
- 30 cm (dans le sens transversal)

La surface du radier avec débordement sera égale à :

$$S = S_0 + S_{\text{deb}} = 47.25 + 8.64 = 55.89 \text{ m}^2 \quad (6.9 \cdot 8.10) \text{ m}^2.$$

PRESSION SUR LE RADIER :

Nous ne tenons pas compte du poids du radier et des terres

$$P = \frac{N_I}{S} = \frac{1186}{55.89} = 21.22 \text{ t/m}^2.$$

PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de :

a) La condition de Cisaillement :

$$\frac{T}{bZ} \leq \bar{\sigma}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b$$

$q = p$ (pression sous le radier)

$l =$ plus petite distance entre deux voiles // dans le sens porteur du panneau.

$$l = 3.50 \text{ m.}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{q l}{2} = 21.22 \frac{3.50}{2} = 37.14 \text{ t/m}^2$$

Nous ferons le calcul pour une bande de 1 mètre linéaire

$$Z \geq \frac{T_{\text{max}}}{1.15 \bar{\sigma}_b} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_b = 70 \text{ t/m}^2 \quad \text{Nous aurons} \quad Z \geq 46.13 \text{ cm}$$

$$\text{ce qui donne} \quad h \geq 52.72 \text{ cm.}$$

b) La condition forfaitaire :

Un radier ne peut effectivement jouer son rôle de repartiteur de charges que s'il est assez raide vis à vis du sol sous-jacent, d'une manière générale nous pouvons se fixer en première approximation :

$$h_t \geq \frac{l}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm}, \quad h_t \geq 35 \text{ cm}$$

Nous adopterons $h_t = 60 \text{ cm.}$

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT

Conformément aux règles CCBA 68 art 39.54 Nous ferons une vérification au poinçonnement, cette vérification sera

faite pour le voile le plus chargé

$$Q = G + 1.2 p = 220 + 1.2 \cdot 45 = 274 \text{ t}$$

La condition de non poinçonnement est donnée par :

$$1.5 \frac{Q}{P_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

P_c : périmètre du contour 'cisailé'

h_t : hauteur totale du radier

$$P_c = 2(u' + v')$$

$$u = 750 \text{ cm} \longrightarrow u' = u + h_t = 750 + 60 = 810 \text{ cm}$$

$$v = 20 \text{ cm} \longrightarrow v' = v + h_t = 20 + 60 = 80 \text{ cm.}$$

$$P_c = 2(810 + 80) = 1780 \text{ cm.}$$

$$1.5 \frac{274 \cdot 10^3}{1780 \cdot 60} = 3.84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7 \text{ kg/cm}^2$$

STABILITE DU RADIER :

La stabilité sera vérifiée uniquement sous les sollicitations du premier genre :

$$\text{poids du radier} = S \cdot h_t \cdot \gamma_{\text{béton}} = 55.89 \cdot 0.60 \cdot 2.5 = 84 \text{ t}$$

$$\text{poids des terres} = S(D - h_t) \gamma = 55.89 (1.5 - 0.6) 1.6 = 80 \text{ t}$$

$$\longrightarrow N = G + 1.2 p = 925 + 84 + 80 + 1.2 \cdot 217 = 1349 \text{ t}$$

La pression sur le sol est :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{1349}{55.89} = 24 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 30 \text{ t/m}^2.$$

CHARGES A CONSIDERER POUR LE CALCUL DU RADIER :

Nous ne considérons que les charges ramenéés par les voiles ,

$$q = 21.22 \text{ t/m}^2. \quad (\text{charge uniformément répartie})$$

FERRAILLAGE :

PANNEAU I :

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.30}{7.10} = 0.46 \quad (\text{panneau porteur dans deux sens})$$

d'après Monsieur "Pigeaud" :

$$M_1 = 0.0461 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.0073$$

$$\longrightarrow M_{0x} = q l_x l_y (M_1 + 0.15 M_2) = 21.22 \cdot 3.30 \cdot 7.10 (0.0461 + 0.15 \cdot 0.0073)$$

$$M_{0x} = 23.46 \text{ t m} \longrightarrow M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 17.60 \text{ t m.}$$

$$M_{0y} = q l_x l_y (M_2 + 0.15 M_1) = 21.22 \cdot 3.30 \cdot 7.10 (0.0073 + 0.15 \cdot 0.0461) \\ = 7.07 \text{ tm}$$

$$M_{tzy} = 0.75 M_{0y} = 5.30 \text{ tm}$$

Sens de la petite portée :

$$\mu = 0.0312 \quad ; \quad \sigma_b' = 55.44 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_x = 12.37 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 11 \text{ HA } 12/\text{ml} \quad (A = 12.44 \text{ cm}^2/\text{ml}) \quad l = 9 \text{ cm.}$$

VERIFICATIONS DIVERSES :

1) CONDITION DE NON FRAGILITÉ

La section d'armatures A_0 suffisante pour résister aux sollicitations du 1^{er} genre st : $A_0 = 12.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La section d'armatures nécessaire pour résister aux sollicitations du 1^{er} genre majorées de 20% st :

$$A_1 = 1.2 A_0 = 1.2 \cdot 12.44 = 14.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'acier équilibrant les efforts de flexion st :

$$A_2 = b h \cdot 0.69 \frac{2-5}{2} \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 100 \cdot 55 \cdot 0.69 \frac{2-0.46}{2} \frac{7}{4200}$$

$$A_2 = 4.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En définitif la section d'armatures tendues à mettre doit être au moins égale à :

$$A = \max (A_0 ; \min (A_1, A_2)) = 12.44 \text{ cm}^2/\text{ml} = A_0$$

En plus nous devons avoir $\frac{A}{b h} \geq \frac{1.2}{\sigma_{en} - 2200}$

$$\frac{A}{b h_f} = \frac{12.44}{100 \cdot 60} = 2.07 \cdot 10^{-3} > \frac{1.2}{4200 - 2200} = 6 \cdot 10^{-4}$$

(Vérifié).

2) Espacements :

$$\bar{e} = 3 h_f \text{ et } 33 \text{ cm} \rightarrow \bar{e} = \min (3 h_f, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 9 \text{ cm} < \bar{e} \quad (\text{Vérifié}).$$

3) Contrainte du sol

La contrainte du sol a été déterminée en prédimensionnant le radier ; mais comme par la suite nous avons pris pour le calcul les mêmes dimensions donc la contrainte $\sigma \ll \bar{\sigma}_s$.

4) Contrainte du béton :

Nous avons respecté dans la disposition des armatures d de calcul et la section des aciers adoptée est supérieure à celle du calcul donc les contraintes seront vérifiées.

sens de la grande portée :

$$h_y = h_x - \phi = 55 - 1.2 = 53.8 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.0098, \sigma'_b = 29 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_y = 3.68 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow (4 \text{ HA } 12) / \text{ml} \quad A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$e = 25 \text{ cm} < \bar{e} = \min(4h_t; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

PANNEAU II :

$$\beta = 0.3380 < 0.4 \quad l_x = 2.40 \text{ m} \text{ et } l_y = 7.10 \text{ m}$$

Le panneau porte dans le sens de la petite portée

$$M_1 = 0.0390 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.0030$$

avec $q = 21.22 \text{ t/m}^2$ nous obtenons : $M_{0x} = 14.26 \text{ t m}$

$$\rightarrow M_{tx} = 10.70 \text{ t m.}$$

$$\mu = 0.0189 \rightarrow \sigma'_b = 41.48 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

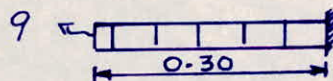
$$A_x = 7.40 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow (7 \text{ H } 12) / \text{ml} \quad A = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$e = 14 \text{ cm} < \bar{e} = 33 \text{ cm.}$$

CONSOLES :

Le moment d'encastrement est :

$$M = q \frac{l^2}{2} = (21.22) \frac{(0.30)^2}{2} = 0.9549 \text{ t m.}$$



La méthode de monsieur "Pigeaud" donne un moment de continuité forfaitaire pour les panneaux de dalles qui est égal à :

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \cdot 17.60 = 8.8 \text{ t m}$$

c'est le dernier que nous retiendrons pour les calculs :

$$\mu = 0.0156 \rightarrow A_a = 6.04 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6 \text{ HA } 12 / \text{ml}$$

$$A = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

SEMELLE ISOLÉE SOUS POTEAU:

Les semelles sous poteaux seront calculées sous les sollicitations du premier genre.

La capacité portante du sol est donnée à l'aide de la formule

$$\bar{\sigma}_s = \gamma D + \frac{\gamma \Delta N_s + \gamma \Delta (N_q - 1) + c N_c}{F_s}$$

$$s = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{L})} \quad B: \text{largeur} \quad \text{et } L: \text{longueur}$$

Cette formule est valable si $M=0$; dans le cas où $M \neq 0$ nous pouvons toujours l'utiliser mais en remplaçant B avec $B' = B - 2e_x$ et L avec $L' = L - 2e_y$; e étant l'excentricité.

Dans notre cas e_x et e_y tendent vers zéro car M est négligeable devant N_0 .

ETUDE DE LA SEMELLE S_3 :

Les caractéristiques géométriques de S_3 après une série de tâtonnements sont:

$$B = 290 \text{ cm} \quad ; \quad b = 55 \text{ cm (côté du poteau)}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{290-55}{4} = 58.75 \text{ cm}$$

A cause du poinçonnement qui n'est pas vérifié avec la valeur ci dessus, nous prenons

$$h_t = 70 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 65 \text{ cm} \quad \text{avec } d = 5 \text{ cm.}$$

$$h_1 = \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3} = \frac{70}{2} \text{ à } \frac{70}{3} \quad \left| \text{Nous choisissons } h_1 = 25 \text{ cm.} \right.$$

$$h_1 \geq (6\phi + 6) = 6 \cdot 2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

Les sollicitations sont:

- l'effort normal N : $N = N_1 (\text{descente de charge}) + Q$

Q = poids des terres + poids propre de la semelle

$$N_1 = 225.66 \text{ t}$$

$$Q_s = \left[B h_1 + (h_t - h_1) \frac{(B+b)}{2} \right] B \gamma_b$$

$$= \left[2.90 \times 0.25 + (0.70 - 0.25) \left(\frac{2.90 + 0.55}{2} \right) \right] 2.90 \cdot 2.5 = 10.88 \text{ t}$$

$$Q_t = 2 \left[\frac{1}{2} (h_t - h_1) \left(\frac{B-b}{2} \right) + (d - h_t) \left(\frac{B-b}{2} \right) \right] B \gamma =$$

$$Q_t = 2 \left[\frac{1}{2} (0.7 - 0.25) \left(\frac{2.90 - 0.55}{2} \right) + (1.5 - 0.7) \left(\frac{2.90 - 0.55}{2} \right) \right] 2.90 \cdot 1.6$$

$$Q_t = 11.18 \text{ t}$$

Q_t : poids des terres

Q_s : poids propre de la semelle.

$$\rightarrow N = 247 \text{ t}$$

• Les moments sont $M_x = 2.082 \text{ tm}$

$$M_y = 0.348 \text{ tm.}$$

Etant donné qu'ils sont faibles devant N autrement dit ils donnent des excentricités négligeables ($e = 0.8 \text{ cm}$), nous calculerons les semelles sous N uniquement.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{247 \cdot 10^3}{(290)^2} = 2.93 \text{ kg/cm}^2$$

Nous avons fixé $\bar{\sigma}_s$ à $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_s \quad (\text{vérifié}).$$

FERRAILLAGE: (Méthode des bielles)

$$A_x = A_y = \frac{N(b-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{247 \cdot 10^3 (290-55)}{8 \cdot 65 \cdot 2800} = 39.87 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 13 \text{ HA } 20 \quad (A = 40.82 \text{ cm}^2). \quad e \neq 23.5 \text{ cm}$$

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT:

$$1.2 \bar{\sigma}_b \geq \frac{1.5 P}{P_c h_f} \quad \text{avec } P = N - P_1$$

$$P_1 = (b + h_f)^2 \bar{\sigma}_s = (55 + 70)^2 \cdot 2.93 = 45781.25 \text{ kg}$$

$$P_c = 4(b + h_f) = 4(55 + 70) = 500 \text{ cm}$$

$$h_f = 70 \text{ cm}$$

$$P = 247000 - 45781 = 201219 \text{ kg}$$

$$\frac{1.5 P}{P_c h_f} = 8.62 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad 1.2 \bar{\sigma}_b = 1.2 \cdot 7 = 8.4 \text{ kg/cm}^2$$

poissonnement vérifié car:

$$1.2 \bar{\sigma}_b + \frac{3}{100} 1.2 \bar{\sigma}_b = 8.65 \text{ kg/cm}^2 > 8.62 \text{ kg/cm}^2.$$

ETUDE DES SEMELLES S_1 et S_2 :

Le Coffrage de ces 2 semelles est identique à celui de la semelle S_1

$$N(S_1) = 199.246 + 10.88 + 11.18 = 221.306 \text{ t.}$$

$$N(S_2) = 204.354 + 10.88 + 11.18 = 226.41 \text{ t}$$

Pour le ferrailage nous allons prendre max de $\max(N_{S_1}; N(S_2))$ et nous adoptons les mêmes armatures pour les deux semelles.

En procédant de la même façon que pour S_1 Nous obtenons les résultats suivants:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{226.41 \cdot 10^3}{(290)^2} = 2.69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_x = A_y = \frac{226.41 \cdot 10^3 (290-55)}{8.65 \cdot 2800} = 36.54 \text{ cm}^2 \rightarrow (12 \text{ HA } 20)$$

Remarque: $A(S_3) = 13 \text{ HA } 20$
 $A(S_1) = A(S_2) = 12 \text{ HA } 20$

Pour des raisons d'exécution nous prenons:

$$A(S_1) = A(S_2) = A(S_3) = (13 \text{ HA } 20) \quad e = 23.5 \text{ cm.}$$

• Poinçonnement: Le poinçonnement est vérifié car $N(S_1; S_2) < N(S_3)$ (déjà calculé).

VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL:

Pour le calcul nous avons pris $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$.

Or la formule «DTU» donne

$$\text{avec } \beta = \frac{1}{4} \cdot 2.90 = 0.725 \quad \text{et } F_s = 4$$

$$\bar{\sigma}_s = 1.6 \cdot 1.5 + \frac{0.725 \cdot 1.6 \cdot 48 + 1.6 \cdot 1.5 \cdot 32.3}{4} = 35.7 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = 3.57 \text{ kg/cm}^2.$$

$\bar{\sigma}_s$ (calcul) < $\bar{\sigma}_s$ (DTU) \rightarrow Nous sommes du côté de la sécurité.

Remarque $ld = 35 \phi = 35 \cdot 2 = 70 \text{ cm} < \frac{8}{4} = \frac{290}{4} = 72.5 \text{ cm}$

les barres peuvent ne pas comporter de crochets.

ETUDE DE LA SEMELLE S_f : (semelle filante)

HYPOTHESE : Nous supposons que la semelle est rigide

$$h_f = \frac{l}{6} \text{ à } \frac{l}{9} \text{ où } l \text{ est la distance entre axes des poteaux}$$

Le fonctionnement de cette semelle se fait dans deux directions :

a) Longitudinalement: elle agit comme une poutre renversée continue, avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moment positif en travée) et des armatures inférieures (moment négatif sur appuis).

b) Transversalement: Elle agit comme une semelle rectangulaire sous poteau.

* L'effet de M (dans notre cas) est négligeable devant celui de N , c'est pourquoi nous calculons la semelle sous le dernier seulement.

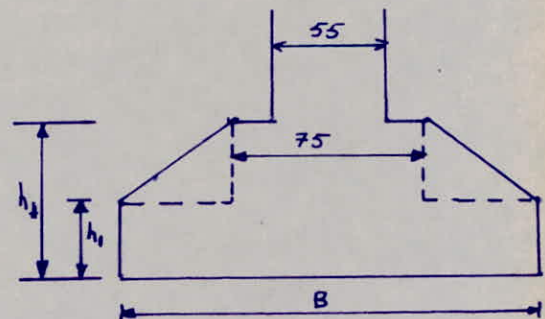
CALCUL DE LA SEMELLE :

La méthode utilisée pour le calcul de la semelle continue est la méthode classique qui est basée sur l'hypothèse d'une semelle infiniment rigide, et d'une distribution linéaire de contraintes sous la semelle.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

$$B = 140 \text{ cm} ; L = 2400 \text{ cm}$$

$$h_f = 80 \text{ cm} ; h_r = 25 \text{ cm}$$



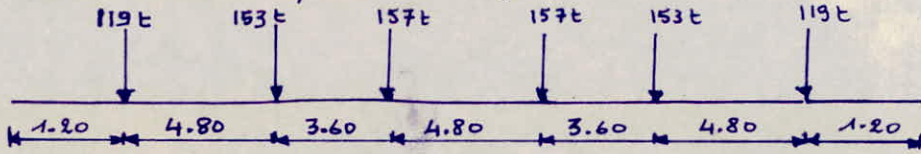
VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL :

$$\sigma_s = \frac{N}{S}$$

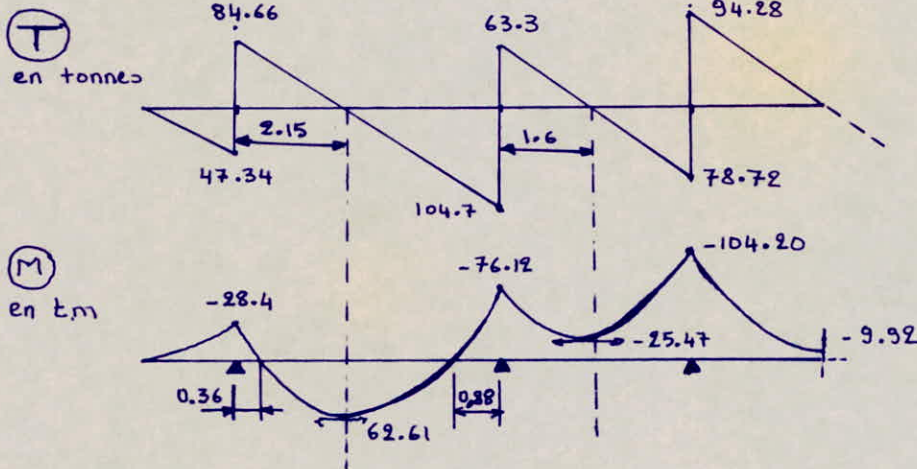
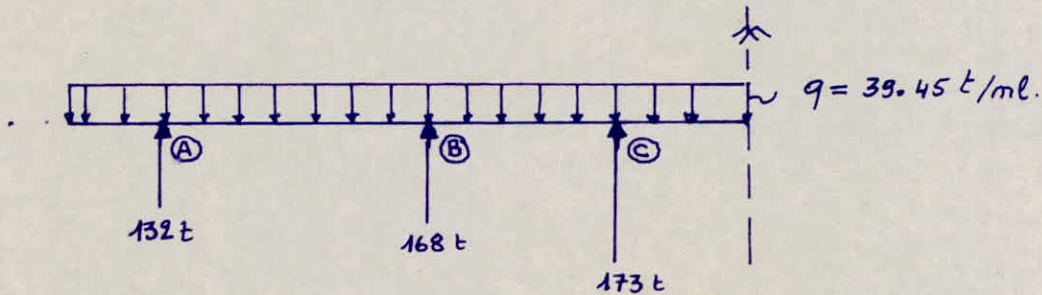
$$N = 947 \text{ t} \quad (\text{y compris poids propre et poids des terres})$$

$$\sigma_s = 28.18 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2 = \bar{\sigma}_s$$

Sur la semelle reposent 6 poteaux:



En tenant compte des terres et du poids propre de la semelle, le schéma statique sera:



FERRAILLAGE:

Aux Appuis:

Les fibres tendues sont celles du bas donc la table de la section est tendue, par conséquent la section sera ferrillée, comme une section rectangulaire de largeur $b_0 = 75 \text{ cm}$.

Appui C: $M = -104.20 \text{ tm}$; $h = 72 \text{ cm}$; $A = 63.61 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = 142 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

Nous adoptons 14 HA 25.

Appui A: $M = -28.4 \text{ tm}$; $h = 72 \text{ cm}$; $A = 15.38 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = 63 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Nous adoptons (10 HA 14)}$$

Appui B: $M = -76.12 \text{ tm}$; $h = 72 \text{ cm}$; $\sigma'_b = 105 \text{ kg/cm}^2$

$$A = 45.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ HA } 25.$$

EN TRAVEES:

TRAVEE AB: $M = 62.61 \text{ tm}$ (ferraillage de la section en T: âme tendue, table comprimée).

Calcul de M_T :

$$M_T = \frac{1}{2} \frac{\bar{\sigma}_a}{n} \frac{(h - \frac{h_0}{3})}{(h - h_0)} b h_0^2 \quad \begin{array}{l} h_0 = 25 \text{ cm} \\ b = 140 \text{ cm} \end{array}$$

$$M_T = \frac{1}{2} \frac{2670}{15} \frac{(72 - \frac{25}{3})}{(72 - 25)} 140 (25)^2 = 105.49 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$M = 62.61 \cdot 10^5 < M_T = 105.49 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table \rightarrow le ferraillage se calculera pour une section rectangulaire de $b = 140 \text{ cm}$.

$$\rightarrow A = 35.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA25.}$$

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT:

L'effort normal max est $N = 157 \text{ t}$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,2 \bar{\sigma}_b = 8,4 \text{ kg/cm}^2.$$

ARMATURES TRANSVERSALES:

$$\text{APPUI B: } \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \bar{z}} = \frac{104,7 \cdot 10^3}{75 \cdot \frac{7}{8} \cdot 72} = 22,15 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 22,5 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

Le coulage est avec reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}'_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}'_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{L'espacement } \bar{t} = \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2) = 14,4 \text{ cm}$$

$$t \leq \frac{A_t \bar{\sigma}'_{at}}{T} = \frac{9 \cdot \frac{7}{8} \cdot 72 \cdot 2800}{104,7 \cdot 10^3} = 15 \text{ cm}$$

Nous avons choisi (1 cadre + 8 étriers) $\rightarrow A_t = 9 \text{ cm}^2$.

Nous prenons $t = 10 \text{ cm}$. sur 1 m de chaque appui.

• L'effort tranchant à 1 m de l'appui B est

$$T = 65,19 \text{ t} \rightarrow t = 24 \text{ cm}.$$

Nous prenons $t = 20 \text{ cm}$.

(Ce calcul est valable pour toutes les travées).

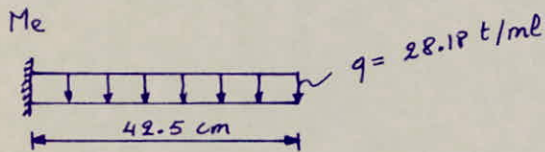
CONDITIONS AUX APPUIS :

Appui A: $\frac{T}{\sigma_a} = \frac{84.66 \cdot 10^3}{2670} = 31.70 \text{ cm}^2 < 39.27 \text{ cm}^2$

(Nous laissons filer les armatures de la travée)

Appuis B et C $T + \frac{M}{3} < 0$.

CONSOLES :



$$M_e = \frac{qL^2}{2} = 28.18 \cdot (0.425)^2 / 2 = 2.55 \text{ t m}$$

$$A = 1.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous adoptons 3 T 10 / ml (armatures \perp aux
de cisaillement est négligeable. longitudinales).

VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL

En appliquant la formule donnée pour les semelles isolées.

$$\beta = 0.7$$

$$q_{ad} = 1.6 \cdot 1.5 + \frac{0.7 \cdot 1.6 \cdot 48 + 1.6 \cdot 1.5 \cdot (32.3)}{4} = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $\overline{\sigma}_s$ de calcul $< \overline{\sigma}_s$ (DTU) \rightarrow Nous sommes
du côté de la sécurité.

LES LONGRINES

Les longrines sont des poutres reliant les semelles entre elles au niveau de la base de celles-ci.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

- $\frac{N}{15}$ pour les terrains de consistance moyenne
- $\frac{N}{10}$ pour les terrains meubles.

où N est la force axiale du poteau en question
Le ferrailage minimum doit être $4\phi 14$ ou $4T12$
avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

- DANS NOTRE CAS : $N_{max} = 226 \text{ t.}$

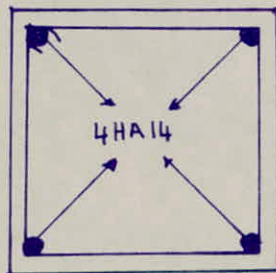
La section de la longrine étant de $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

- EN TRACTION : $A_L = \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$$N = \frac{226\ 000}{15} = 15067 \text{ kg} \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow A_L = 5.38 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4HA14$$

Nous adopterons 1 cadre HA 8 ; espacement $e = 20 \text{ cm.}$



"coupe transversale"

VOILES PERIPHERIQUES

Le voile peripherique reprend les efforts sismiques et assure une stabilité à l'ensemble de l'ouvrage.

Nous le calculerons comme une dalle qui s'appuie sur les poteaux, les poutres du RDC et encastree dans la fondation.

En plus de la poussée des terres nous prenons en compte une surcharge eventuelle de 500 kg/m^2 .

La poussée des terres:

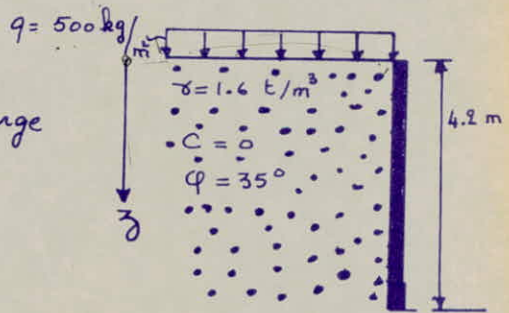
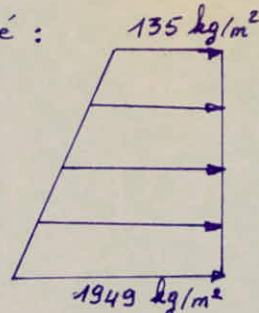
$$\sigma_z = K_a (\gamma z + q)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.27 \quad (\text{coeff de poussée}).$$

$$\sigma(0) = 0.27 \cdot 500 = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma(H) = 0.27 (1600 \cdot 4.2 + 500) = 1949 \text{ kg/m}^2$$

La distribution de la poussée:



Pour le calcul nous prenons une charge uniforme $q = 1949 \text{ kg/m}^2$

Soit le panneau $l_y = 545 \text{ cm}$ et $l_x = 405 \text{ cm}$

$$\beta = 0.75 \longrightarrow \mu_x = 0.0670 \longrightarrow M_x = \mu_x q l_x^2 = 2.141 \text{ tm}$$

$$\mu_y = 0.612 \longrightarrow M_y = \mu_y M_x = 1.31 \text{ tm}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 1.82 \text{ tm} \longrightarrow A = 4.43 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{et} \quad A' = 0$$

Nous adoptons pour les armatures verticales et horizontales 6 HA10 / ml par face

La longueur de recouvrement est egale à $l_r = 50\phi = 50 \text{ cm}$.

Nous placerons des equerres de renforcement dans les angles.

Remarque: d'après le RPA

$$(A_{min})_1 (\text{filants superieures et inferieures}) \geq 0.2\% b h_f = 4 \text{ cm}^2$$

$$(A_{min})_2 \text{ Armatures de peau} \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A adoptée $>$ A_{min} exige par RPA.



