الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

2/84

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

1 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : *GENIE CIVIL*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

POLYCLINIQUE DE MATERNITE
(R + 6)

Proposé par :
BEREP

Etudié par :
A. ACHACHI
N. NACER

Dirigé par :
Melle. DJILLALI

PROMOTION : *JUIN 1984*

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

- Remerciements -

- Nous tenons à remercier vivement notre promotrice Melle DJILLALI pour tous ses conseils et son aide si efficace.
- Nous tenons aussi à témoigner notre gratitude à Mr HAFIDI et Mr BONEVILLE pour leur aide et leurs conseils judicieux.
- Notre sympathie et profonde reconnaissance à tous les membres de l'Atelier du BEREP en particuliers MMrs : HADDOUCHE, SAMIR, BOUAAD, El HADI, FARID, NACERA, BOBY, ainsi que MMrs : LOUHAL, BOUGUERRA et MOUHOUN.
- Nos remerciements à tous les Enseignants qui ont contribué à notre formation.
- Notre respect aux membres du jury qui nous fera l'honneur d'apprécier notre modeste travail.

- ACHACHI & NACER -

- DEDICACES -

Je dédie ce mémoire de fin d'études à :

- Mon père qui est mort pour que vive l'Algérie
- Ma mère, mon frère et ma soeur tous uniques.
- Ma femme et mes enfants : Saïd, Mohamed et Samia.
- Mes beaux parents et leurs enfants grands et petits.
- Ma belle soeur et son époux, à mon beau frère aussi

Une pensée affectueuse et pleine de gratitude à tous mes amis dont je cite : Hamid BOUCHELAGUEM

Hamid DALI

Pour leurs encouragements et leur aide.

- ACHACHI Arezki -

Je dédie ce modiste travail à :

- Mes trés chers parents
- Mes freres et soeurs
- Ma grande mère
- tous mes amis et a tous ceux qui me sont chers

Nacer- Nacer.

– SOMMAIRE –

CHAPITRE : I

- INTRODUCTION -

- Présentation de l'Ouvrage.
- Caracteristiques Mécaniques des Matériaux.
- Prédimensionnement.

- 1.1 - Présentation de l'Ouvrage -

Le projet qui nous a été confié par le BEREP consiste à étudier les éléments résistants d'une polyclinique R+6 étages qui sera implantée dans une zone de moyenne sismicité.

Les dimensions du bâtiments sont les suivantes :

Largeur totale : 19,60 m

Longueur totale : 26,15 m

Hauteur totale (Acrotère comprise) : 23,35 m.

Hauteur d'étage : 3,20 m

- Ossature : le bâtiment est contreventé par des portiques longitudinaux et transversaux, le remplissage se fera en maçonnerie.
- Planchers : Les planchers de la terrasse sont à corps creux (16+4), ceux de l'étage courant sont constitués par des dalles pleines et du corps creux ; le plancher du RDC est entièrement en dalle pleine de 18 cm.
- Escalier : Les escaliers seront construits en béton armé et leur réalisation s'effectuera étage par étage afin de limiter l'emploi des échelles.
- Maçonnerie : toute la maçonnerie sera constituée en briques creuses, les murs extérieurs sont à double cloison séparées par un vide d'air de 5 cm, les murs intérieurs seront des cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.
- Revêtement : - carrelage pour les planchers et les Escaliers.
  - Céramique dans les salles d'eau.
- Taux de travail du sol : Le rapport du sol propose d'utiliser des pieux pour arriver au bon sol (8 m). La force portante est estimée à 2,5 bars.

1.2 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

1.2.1 - BETON :

Il est dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 et sujet à un contrôle atténué.

- Grosseur des granulats : 5 - 15
- résistance nominale de compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 275$ kg/cm²
- résistance nominale de traction à 28 jours : $\sigma_{28} = 20,7$ kg/cm².

Contrainte de compression admissible (CCBA 68 Art. 9,4)

$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha . \beta . \gamma . \delta . \varepsilon . \sigma'_{28}$ avec $\sigma'_{28} = 275$ kg/cm²

α : dépend de la classe du ciment utilisé $\alpha = 1$ pour CPA 325

β : dépend de l'efficacité du contrôle : $\beta = 5/6$ (contrôle atténué)

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

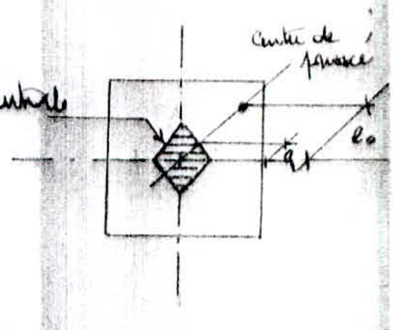
pour C_g : 5/15 , $\gamma = 1$.

δ : dépend de la nature de la sollicitation.

$\delta = 0,8$ compression simple.

$\delta = 0,6$ flexion simple

en flexion composée :



$$\delta = \begin{cases} 0,8\left(1 + \dfrac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6. \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6. \end{cases}$$

où e_0 désigne l'excentricité de la force extérieure par rapport à la section du béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0, du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de poussée.

$\mathcal{E}$: dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre, en compression simple $\mathcal{E} = 1$ quelque soit la forme de la section. $0,5 < \mathcal{E} < 1$ pour les autres cas.

- En outre pour les sollicitations du 2^e genre les valeurs des contraintes seront majorées de 50% (x 1,5).

1.2.2-Valeurs des contraintes :

1.- Compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times 5/6 \times 0,3 \times 1 \times 275 = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

donc sous SP_1 (sollicitation du 1^er genre) $\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

et sous SP_2 (" du 2^e genre) $\bar{\sigma}'_{b_0} = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

2.- Traction :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha . \beta . \gamma . \theta . \sigma'_{28} \quad (\text{C.C.B.A } 68 \text{ Art. } 8\text{-}5)$$

α, β, γ définies précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}, \text{ où } \sigma'_{28} \text{ est en bars.}$$

$$\theta = 0,0258 \quad \text{d'où} \quad \bar{\sigma}_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,0258 = 5,8 \text{ bars.}$$

donc sous SP_1 : $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$.

et sous SP_2 : $\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$.

3.- Flexion simple :

En flexion simple ou en flexion avec traction pour les sections rectangulaires et les sections en Té dont l'axe neutre tombe dans la table : sous SP_1 , $\bar{\sigma}_b' = 137$ kg/cm².

sous SP_2 , $\bar{\sigma}_b' = 205{,}5$ kg/cm².

1.2.3 - ACIERS :

On distingue 2 catégories d'aciers

- Aciers doux (ronds lisses) de nuance FeE 24

$\sigma_{en} = 2350$ b soit 2400 kg/cm²

contrainte admissible : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 1600$ kg/cm² sous SP_1.

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400$ kg/cm² sous SP_2.

- Aciers à Haute Adhérence (H.A) de nuance FeE40

$\sigma_{en} = 4200$ kg/cm² , $\phi \leq 20$ mm

$\sigma_{en} = 4000$ kg/cm² , $\phi > 20$ mm.

contrainte admissible :

$$\phi \leq 20 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1. \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2. \end{cases}$$

La contrainte de traction est imposée par la condition de non fissuration (CCBA 68 Art. 4.9) :

La valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes en bars :

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

σ_1 : étant la contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : étant la contrainte de fissuration accidentelle.

K : coefficient numérique dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$K = 1{,}5.10^6$ pour une fissuration peu nuisible

$K = 1.10^6$ si la fissuration est préjudiciable

$K = 0{,}5.10^6$ pour une fissuration très préjudiciable.

η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses.
- $\eta = 1{,}6$ pour les aciers H.A.

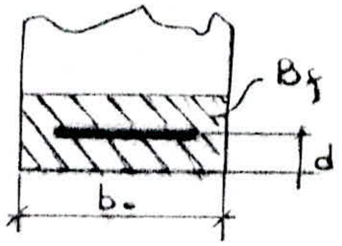
Φ : diamètre en mm de la plus grosse des barres tendues.

w_f : pourcentage de fissuration défini par : $w_f = \dfrac{A}{B_f}$

où A représente la section totale des barres tendues

B_f désigne la section d'enrobage des barres tendues

soit $B_f = 2\,d.b_o$



1.3_ PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1- Poutres :

La portée maximale des poutres est $L = 6,00$ m dans le sens transversal ; elle est de $l = 4,30$ m dans le sens longitudinal. nous prédimensionnerons largeur et hauteur des poutres selon les conditions suivantes :

$$\begin{cases} 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \\ \dfrac{l}{15} \leq h_t \leq \dfrac{l}{10} \end{cases}$$

- poutres principales :

$\dfrac{600}{15} \leq h_t \leq \dfrac{600}{10}$ soit $40 \leq h_t \leq 60$ cm

on choisira $h_t = 50$ cm du Niveau VII à V

et $h_t = 60$ cm du Niveau IV à I

$0,4\,h_t \leq b \leq 0,7\,h_t$, on choisira $b = 30$ cm.

- poutres secondaires :

$\dfrac{430}{15} \leq h_t \leq \dfrac{430}{10}$ soit $h_t = 50$ cm

$0,4\,h_t \leq b \leq 0,7\,h_t$ on adoptera $b = 30$ cm.

2 _ Poteaux :

Pour prédimensionner les poteaux, nous allons d'abord procéder à une descente de charge pour déterminer la charge permanente et la surcharge revenant à chaque poteau de l'ossature.

La section est déterminer à partir de la formule suivante :

$S = \frac{N}{\bar{\sigma}_{b_0}'}$, où N est l'effort de compression et $\bar{\sigma}_{b_0}'$ la contrainte de compression du béton.

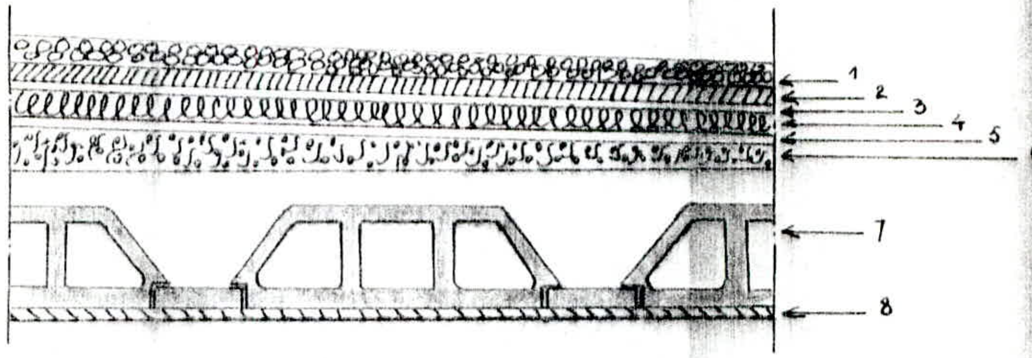
Les calculs sont faits en admettant que les poutres reposent simplement sur les poteaux ; cette façon de procéder sous-estime un peu la charge des poteaux centraux, mais par contre surcharge les poteaux de rive ; On peut en tenir compte d'une façon admissible en majorant la charge sur les poteaux centraux de 10 à 15% et en minorant celle des poteaux de rive de 5 à 10%.

Ce qui nous conduit à des sections de Poteaux de :

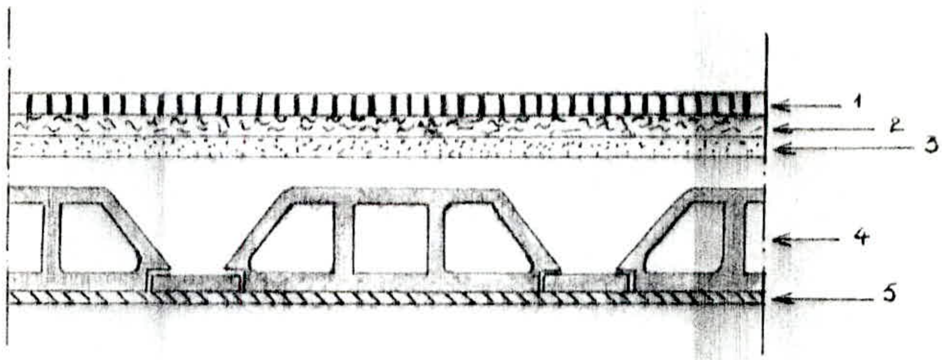
- Poteau de rive : 40 x 40 cm.
- Poteau intermédiaire : 50 x 60 cm.

-1.3.2 CHARGES & SURCHARGES

-Plancher terrasse:



-Plancher étage courant:



-Plancher RDC:

En raison des fortes surcharges auxquelles il est assujetti, ce dernier a été conçu entièrement en dalle pleine de 18 cm d'épaisseur; Le détail de prédimensionnement et de calcul sera donné plus loin.

Plancher terrasse (non Accessible)

- 5cm gravier roulé 5/15 .... 75 kg/m²
- Etanchéité Multicouche .... 10 kg/m²
- Forme de pente .... 200 kg/m²
- Isolation thermique (liège 4cm) .... 13,5 kg/m²
- Table de compression + Hourdis (16+4)(1) .... 265 kg/m²
- Enduit en plâtre (1,5cm) .... 25,5 kg/m²

$G = 589$ kg/m²

surcharge : la terrasse étant inaccessible la surcharge d'exploitation sera prise égale à 100kg/m², d'où la charge pondérée par mètre carré revenant au plancher terrasse est de :

$$Q = G + 1,2P = 589 + 1,2 \times 100 = 709 \text{ kg/m}^2.$$

(1) La hauteur du Hourdis est choisie suivant la condition de la limitation de la flèche (CC BA 68).

$$h_t \geqslant \frac{l}{22,5} = \frac{4,35}{22,5} = 19,33 \text{ cm}$$

soit un plancher corps creux de 16 + 4.

- Plancher Etage courant

Comme il a été indiqué dans la présentation de l'ouvrage, ce plancher comporte une partie en dalle pleine (salle d'accouchement) et le reste en corps creux, de ce fait nous calculerons charges et surcharges dans chaque partie:

- Partie corps creux

- charge Permanente:

. Carrelage	44 kg/m²
. Mortier de pose (1cm)	20 kg/m²
. Sable (2 cm)	34 kg/cm²
. Isolation thermique	13,5 kg/m²
. Hourdis + table compression (16+4)	265,0 kg/m²
. faux plafond	5 kg/m²
. Cloison	75 kg/m²

G = 456,5 kg/m²

- Surcharge d'exploitation P = 250 kg/m²

Partie dalle pleine:

L'épaisseur de la dalle a été choisie selon la condition:

$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$, l: étant la plus grande portée de la dalle soit l = 600 cm.

$15 \leq e \leq 20$ cm, on choisira une dalle de 18 cm d'épaisseur

Poids propre de la dalle: $2500 \times 0,18 = 450$ kg/m²

- Charge permanente:

Les mêmes éléments rentrent dans la composition de cette partie du plancher mis à part le poids du corps creux qui sera remplacé par celui de la dalle pleine ; la charge permanente sera donc $G = 641,5$ kg/m².

- surcharge d'exploitation : c'est une salle d'accouchement : $P = 300$ kg/m².
- Murs extérieurs :

Leur épaisseur totale est de 25 cm : ils sont composés de deux briques creuses de 10 cm et un vide d'isolation thermique et phonique de 5 cm. Ils sont revêtis d'un enduit de batard avec peinture de vinyl à l'intérieur et à l'extérieur (15 mm).

- enduit (15 mm) :	$(1300 \times 0,015) \times 2 =$	39 kg/m²
- Briques	:	192 kg/m²
soit au total		231 kg/m²

- Plancher R.D.C :

Le plancher rez de chaussée sera conçu en dalle pleine, étant donnés les forts surcharges (salle de reunion, chambre d'équipements, réfectoire etc...)

de la même condition : $\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$ il en sort une épaisseur de dalle choisie égale à : $e = 18$ cm.

comme le dernier ne comporte pas de faux plafond sa charge permanente est de . . . . $G = 638,5$ kg/m²

- surcharge d'exploitation :

500 kg/m² ⟶ { salle de reunion, réfectoire, chambre d'équipements, " froide, Magasin, Morgue.

250 kg/m² ⟶ le reste.

- Surcharge d'exploitation : Escalier

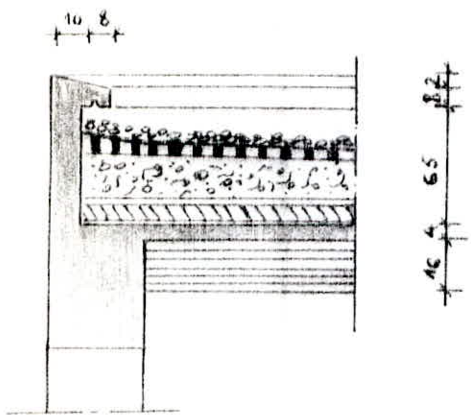
Notre ouvrage étant un édifice publics la surcharge prise au niveau de l'escalier est : 400 kg/m².

CHAPITRE : II

_ CALCUL DES ELEMENTS _

- Acrotère
- Planchers
- Escaliers

2.1_ CALCUL DE L'ACROTERE

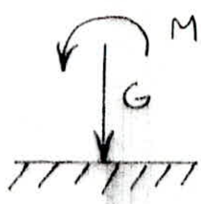


L'Acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse ; Elle est soumise à son poids propre (G) et à la surcharge (P) due à la main-courante.

$G = 0{,}75 \times 0{,}1 \times 2500 = 187{,}5$ kg/ml

$P = 100$ kg/ml.

Pour le calcul de cet élément, on prend une section rectangulaire de dimensions $b \times h_t$; le calcul se fera en flexion composée par la méthode de P. CHARON.



- Le calcul se fera par ml.

Section rectangulaire : 100×10

Effort Normal : $N = G = 187{,}5$ kg/ml

Moment produit par P : $M = 1{,}2\, P \times h = 1{,}2 \times 100 \times 0{,}75 = 90$ kg/ml

Excentricité : $e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{90}{187{,}5} = 0{,}48$ m

$e_1 = \dfrac{h_t}{6} = \dfrac{0{,}10}{6} = 0{,}016$ m

⇒ la section est comprimée partiellement.

– Calcul du moment fictif : $M_f = N.f$

$f = e + \dfrac{h_t}{2} - d = 0{,}48 + 0{,}10 - 0{,}02 = 0{,}51$ m

d'où $M_f = 187{,}5 \times 0{,}51 = 95{,}625$ kg-m/ml.

$$\mu = \frac{15 . M_0}{\bar{\sigma}_a . bh^2} = \frac{15 \times 95,625.10^2}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,008 \rightarrow \begin{cases} K = 109 \\ \beta = 0,9597 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{109} = 25,68 < 137 \text{ kg/cm}^2$$, les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

– Calcul des armatures tendues :

$$A_1 = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a . \beta h} = \frac{95,625.10^2}{2800 \times 0,9597 \times 8} = 0,44 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où : } A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,44 - \frac{187,5}{2800} = 0,373 \text{ cm}^2.$$

– Vérifications des conditions :

– condition de non fragilité (Art. 52 CCBA 68) :

$$A \geq 0,69 . b.h . \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \text{ , avec } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ h = 8 \text{ et } b = 100 \end{cases}$$

$$A \geq 0,69 \times 100 \times 8 \times \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

La section trouvée plus haut s'avère insuffisante, nous prendrons celle imposée par la condition de non fragilité soit $A = 0,78$ cm² on choisira 4T6/ml ($\approx 1,13$ cm²) espacés de 25 cm.

– Vérification de la fissuration :

le pourcentage d'acier est : $\tilde{\omega}_f$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{2 \times 100 \times 2} = 0,002825.$$

$K = 10^6$, $\eta = 1,6$ et $\Phi = 6$ mm.

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi}\,\frac{\tilde{\omega}_1}{1+10\,\tilde{\omega}_1} = \frac{10^6 \times 1{,}6}{6} \times \frac{0{,}002825}{1+10\times 0{,}002825} = 732{,}63\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{\eta\, K\, \sigma_b}{\phi}} = 2{,}4\sqrt{\frac{1{,}6.10^6 \times 5{,}4}{6}} = 3010\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010\ \mathrm{kg/cm^2} > 2800\ \mathrm{kg/cm^2}$

La fissuration est ainsi vérifiée.

- Vérification de l'effort dans les aciers :

La section d'armatures à l'encastrement doit résister à l'effort $F_a = T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{95{,}625\,10^2}{\frac{7}{8}\cdot 8} = -1240{,}07 < 0$

Les armatures ne sont donc soumis à aucun effort de traction.

Vérification au séisme :

Les acrotères sont soumises à des sollicitations horizontales de direction quelconque agissant seules : $F_H = \sigma . W$

- σ : coefficient sismique local uniforme donné par : $\sigma = 0{,}20 + 0{,}10\,\alpha$.
- $W = G$, poids propre de l'acrotère.

$\alpha = 1{,}5$ et l'on $\begin{cases} \sigma = 0{,}35 \\ W = 0{,}1875\ t/ml. \end{cases}$

$\rightarrow F_H = 0{,}35 \times 0{,}1875 = 0{,}0656\ t/ml.$

Cette valeur trouvée est faible par rapport à la surcharge majorée : $F_H = 0{,}0656\ t/ml < 1{,}2\,P = 0{,}120\ t/ml$.

Donc en conclusion nous pouvons dire que l'acrotère peut reprendre cet effort F_H dû au séisme.

2.2 – CALCUL DES PLANCHERS

2.2.1 Plancher Terrasse :

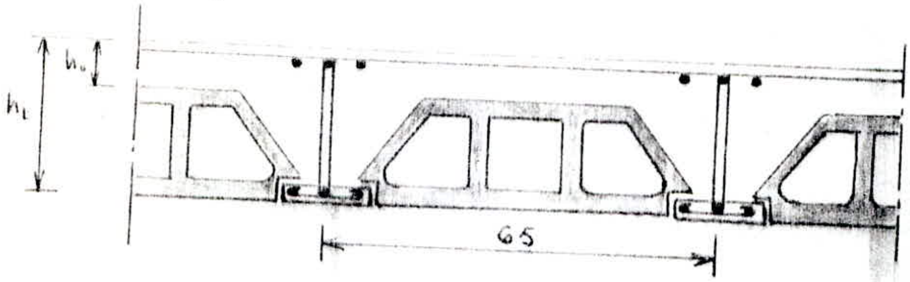
C'est un plancher à corps creux constitué par des poutrelles préfabriquées associées au corps creux.

- charge revenant à ce plancher par unité de surface :

$G + 1{,}2P = 580 + 1{,}2 \times 120 = 709\ kg/m^2$

- charge revenant aux poutrelles par ml

$q = 709 \times 0{,}65 = 460{,}85\ kg$.



Le principe de calcul des poutrelles se fera en 2 étapes

Etape (I) : Avant le coulage de la table de compression. dans ce cas la poutrelle est considérée simplement appuyée ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la charge de l'ouvrier qui pose l'hourdis.

Etape (II) : Calcul de la poutrelle finie, travaillant comme une poutre continue. les charges et surcharges étant définies comme précédemment.

- Etape (I) :

poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 2500 = 12$ kg/ml

" du corps creux : $95 \times 0,65 = 62$ kg/ml

Surcharge : $1,2 \times 100 \times 0,65 = 78$ kg/ml

152 kg/ml

- Moment maximum en travée : $M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{152 \times 4,3^2}{8} = 351,3$ kg.m

- Effort tranchant maximum : $T = \frac{q\,l}{2} = \frac{152 \times 4,3}{2} = 326,8$ kg

- Aciers tendus : $d = 2$ cm, $h = h_t - d = 4 - 2 = 2$ cm.

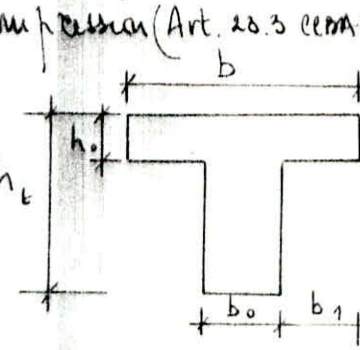
$$\mu = \frac{15\,M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 351,3 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times 2^2} = 3,92 \longrightarrow \begin{cases} K = 1,2 \\ \varepsilon = 0,6914 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{0,6914} = 2333,33 \text{ kg/cm}^2 > 137 \text{ kg/cm}^2$$

Cela signifie que les aciers comprimés sont nécessaires, cependant on ne peut placer ces armatures du fait que la section de béton est trop faible ; il est donc nécessaire de prévoir un étayage pour aider la poutrelles à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

- Etape (II) :

Calcul de la largeur de la table de compression (Art. 20.3 CCBA 68).



L : distance entre nus intérieurs des poutrelles : $65 - 12 = 53$ cm

l : portée de la poutrelles, entre nus des appuis : $4,30 - 0,25 = 4,05$

l_1 : distance entre points de moments nuls.

La largeur de la table de compression sera prise, conformément à l'article en vigueur, selon les plus restrictives des conditions suivantes :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{L}{2} \qquad (\text{Art. } 23.31)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{10} \qquad (\text{Art. } 23.32)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{2}{3} l_x \qquad (\text{Art. } 23.33)$$

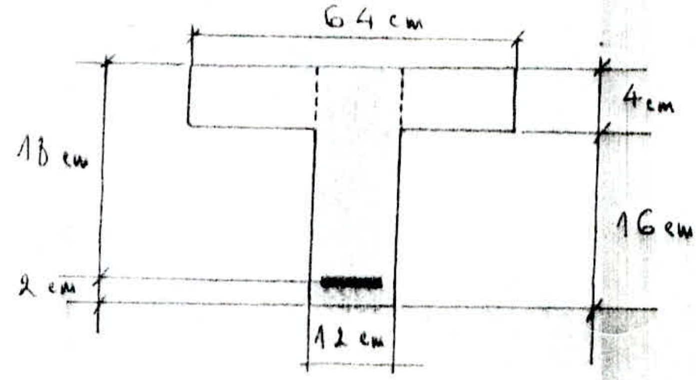
Ce qui nous amène aux valeurs :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{53}{2} = 26{,}5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{4{,}05}{10} = 40{,}5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3}\sqrt{\frac{8M_x}{q}} = 56 \text{ cm} \end{cases}$$

et il ressort que $b_1 = 26$ cm.

Jonction hourdis-nervure (afin d'éviter les contraintes trop élevées en ce point de jonction).

$$\left.\begin{array}{l} 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array}\right\} \begin{array}{l} \text{on prendra donc } b_1 = 26 \text{ cm} \\ \text{d'où } b = 2b_1 + b_0 = 26 \times 2 + 12 = 64 \text{ cm} \end{array}$$



– Etude des Efforts sur la poutrelle.

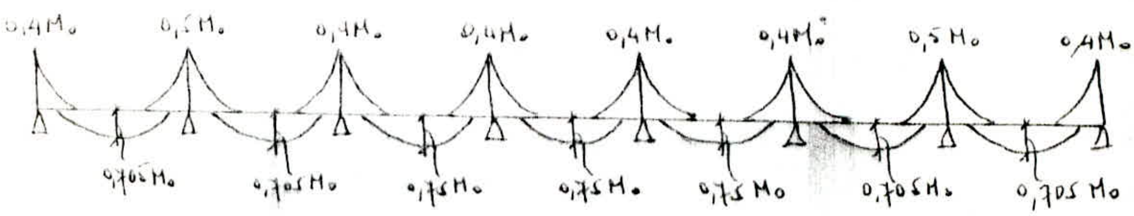
Dans notre plancher nous distinguons 2 types de poutrelles :

(1) Poutrelles à 7 travées.

(2) Poutrelles à 6 travées.

– Le calcul des efforts se fera par la méthode simplifiée et selon l'article 55 du CCBA 68 vu que les conditions préconisées pour ce dernier sont vérifiées.

Les moments se répartissent suivant le schéma ci-dessous :



en vérifiant dans chaque travée la condition :

$$M_t + \frac{M_W + M_E}{2} \geq 1,15\ M_0$$

Etude du Type (1) :

Calcul des moments pour chaque travée,

– $l_1 = 4,05\ m$:

$$M_{01} = \frac{q l_1^2}{8} = \frac{461 \times 4,05^2}{8} = 945,2\ kg\text{-}m \quad \begin{cases} M_W = 0,4.M_0 = 378,08\ kg\text{-}m \\ M_E = 0,5.M_0 = 472,6\ kg\text{-}m \\ M_t = 0,705.M_0 = 666,36\ kg\text{-}m \end{cases}$$

$$T_1 = \frac{q l_1}{2} = \frac{461 \times 4,05}{2} = 933,52\ kg.$$

– $l_2 = 3,20\ m$:

$$M_{02} = \frac{q l_2^2}{8} = \frac{461 \times 3,20^2}{8} = 590,08\ kg\text{-}m \rightarrow \begin{cases} M_W = 0,5 \times M_0 = 295,04\ kg\text{-}m \\ M_E = 0,4 \times M_0 = 206,03\ kg\text{-}m \\ M_t = 0,705 \times M_0 = 416\ kg\text{-}m \end{cases}$$

$$T_2 = \frac{q l_2}{2} = \frac{461 \times 3,20}{2} = 737,6\ kg.$$

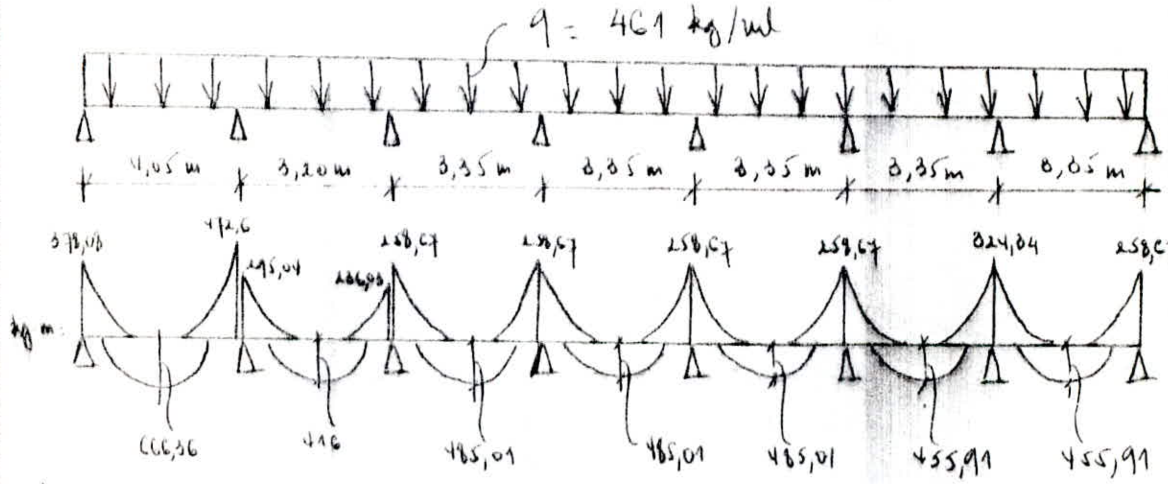
- $l_3 = 3{,}35$ m :

$$M_{03} = \frac{q l_3^2}{8} = \frac{461 \times 3{,}35^2}{8} = 646{,}69 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{q l_3}{2} = \frac{461 \times 3{,}35}{2} = 772{,}17 \text{ kg}$$

travées intermédiaires : $\begin{cases} M_E = M_W = 0{,}4\, M_{03} = 0{,}4 \times 646{,}69 = 258{,}67 \text{ kg.m} \\ M_t = 0{,}75 \times 646{,}69 = 485{,}01 \text{ kg.m} \end{cases}$

travée de rive : $\begin{cases} M_E = 0{,}4\, M_{03} = 258{,}67 \text{ kg.m} \\ M_W = 0{,}5\, M_{03} = 323{,}34 \text{ kg.m} \\ M_t = 0{,}705\, M_{03} = 455{,}91 \text{ kg.m} \end{cases}$



- Ferraillage des Poutrelles : (Méthode CHARON).

armatures Inférieures : le moment maximum en travée est :

$M_{max} = 666{,}36$ kg.m

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 666{,}36 \cdot 10^2}{2800 \times 64 \times 18} = 0{,}0172.$$

$\begin{cases} \beta = \dfrac{b_0}{b} = \dfrac{12}{64} = 0{,}1875 \\ \theta = \dfrac{h_0}{h} = \dfrac{4}{18} = 0{,}222 \end{cases}$ les Abaques donnent : $\alpha = 0{,}175$, $y = \alpha h = 0{,}175 \times 18 = 3{,}15$

$3{,}15 < 4$ cm : l'axe neutre tombe dans la table de compression donc en considérant la section rectangulaire fictive $b \times h_t$: 64×20 cm

$\mu = 0{,}0172 \longrightarrow \begin{cases} K = 71{,}3 \\ \xi = 0{,}9421 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{226{,}36 \cdot 10^2}{2800 \times 0{,}9421 \times 18} = 1{,}4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T12 \quad (2{,}26 \text{ cm}^2)$$

– Armatures supérieures :

– Le moment Maximum sur appuis : $M_a = -472{,}6$ kg-m

Si la table de compression était tendue, on néglige les 2 ailes dans les calculs on aura une section rectangulaire de $(b_0 \times h_t)$: 12×20 cm.

$$\mu = \frac{15 M_a}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 472{,}6 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0{,}0651 \longrightarrow \begin{cases} K = 32{,}5 \\ \xi = 0{,}8947 \end{cases}$$

$$A = \frac{472{,}6 \cdot 10^2}{2800 \times 0{,}8947 \times 18} = 1{,}048 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 1T12 \quad (1{,}13 \text{ cm}^2)$$

– Vérifications :

1.– Condition de non fragilité : (CCBA 68 Art. 52)

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \geq \Psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

A : section d'armatures longitudinales tendues.

b_0 : largeur de la nervure.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton.

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de référence des aciers.

h_t, h : hauteur totale et hauteur utile de la pièce.

$\Psi_4 = \begin{cases} 0{,}36 & \text{aciers bruts de laminage} \\ 0{,}54 & \text{aciers écrouis.} \end{cases}$

d'où : $A \geq \Psi_4 \cdot b_0 \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 0{,}54 \times 12 \times 18 \times \frac{5{,}0}{2800} \times \left(\frac{20}{18}\right)^2 = 0{,}26 \text{ cm}^2$

cette condition est vérifiée.

2. – Vérification des contraintes :

– Aciers (en travée) : $A = 2,26\ cm^2$, $b = 64\ cm$, $h = 18\ cm$, $M_t = 666,36\ kg.m$

$$\tilde{\omega} = \frac{A \times 100}{b.h} = \frac{100 \times 2,26}{64 \times 18} = 0,196 \rightarrow \begin{cases} k = 54,8 \\ \varepsilon = 0,9284 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A.\varepsilon.h} = \frac{666,38 \cdot 10^2}{2,26 \times 0,9284 \times 18} = 1764,38 < 2800\ kg/cm^2$$

vérifiée.

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1764,38}{54,8} = 32,2 < 137\ kg/cm^2$$

vérifiée.

– Aciers (sur appuis) : $A = 1,13\ cm^2$, $b = 12\ cm$, $h = 18\ cm$, $M_a = 472,6\ kg.m$

$$\tilde{\omega} = \frac{100.A}{b.h} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \rightarrow \begin{cases} k = 31,1 \\ \varepsilon = 0,8915 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon.h} = \frac{472,6 \cdot 10^2}{1,13 \times 0,8915 \times 18} = 2606,28 < 2800\ kg/cm^2$$

$$\sigma_b' = \frac{2606,28}{31,1} = 83,8 < 137\ kg/cm^2 \quad \text{ok!}$$

– les contraintes sont donc partout vérifiées.

3. – Condition de non fissuration :

– En travée : $\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \times \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f}$, $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k.\eta\,\sigma_b}{\phi}}$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2d.b} = \frac{2,26}{48} = 0,047$$

$$\sigma_1 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607\ kg/cm^2.$$

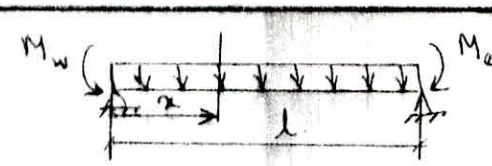
$$\sigma_1 = \frac{1,5\ 10^6 \times 1,6}{12} \times \frac{0,047}{1 + 10 \times 0,047} = 6394,6\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2$$

– Sur appuis :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{1,13}{48} = 0,023\ , \quad \sigma_1 = \frac{1,5\ 10^6 \times 1,6}{12} \times \frac{0,023}{1 + 10 \times 0,023} = 3811,13 > 2800\ kg/cm^2$$

La fissuration est vérifiée.

- Armatures transversales :



Calcul de l'Effort tranchant

$T_x = \theta_x + \dfrac{M_w - M_e}{l}$, effort tranchant en un point quelconque d'Abscisse x.

$T_A = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{M_w - M_e}{l}$, $T_B = \dfrac{-ql}{2} + \dfrac{M_w - M_e}{l}$

$l_1 = 4{,}05$ m ;
$M_w = 378{,}08$ kgm
$M_e = 472{,}6$;
$M_t = 688{,}68$;

$T_A = \dfrac{469 \times 4{,}05}{2} + \dfrac{378{,}08 - 472{,}6}{4{,}05} = 910{,}18$ kg.

$T_B = -\dfrac{469 \times 4{,}05}{2} + \dfrac{378{,}08 - 472{,}6}{4{,}05} = -956{,}86$ kg.

$l_2 = 3{,}20$ m :
$M_w = 295{,}04$ kg.m
$M_e = 236{,}03$ "
$M_t = 416$ "

$T_A = \dfrac{469 \times 3{,}20}{2} + \dfrac{295{,}05 - 236{,}03}{3{,}20} = 756{,}04$ kg.

$T_B = -\dfrac{469 \times 3{,}20}{2} + \dfrac{295{,}05 - 236{,}03}{3{,}2} = -719{,}15$ kg.

$l_3 = 3{,}35$ m :
$M_e = M_w = 258{,}67$ kg.m
$M_t = 485{,}01$ "

$T_A = \dfrac{469 \times 3{,}35}{2} + \dfrac{258{,}67 - 258{,}67}{3{,}35} = 772{,}175$ kg.

$T_B = -772{,}175$ kg.

$M_w = 258{,}67$ kg.m
$M_e = 323{,}34$ "
$M_t = 455{,}91$ "

$T_A = \dfrac{461 \times 3{,}35}{2} + \dfrac{258{,}67 - 323{,}34}{3{,}35} = 752{,}87$ kg

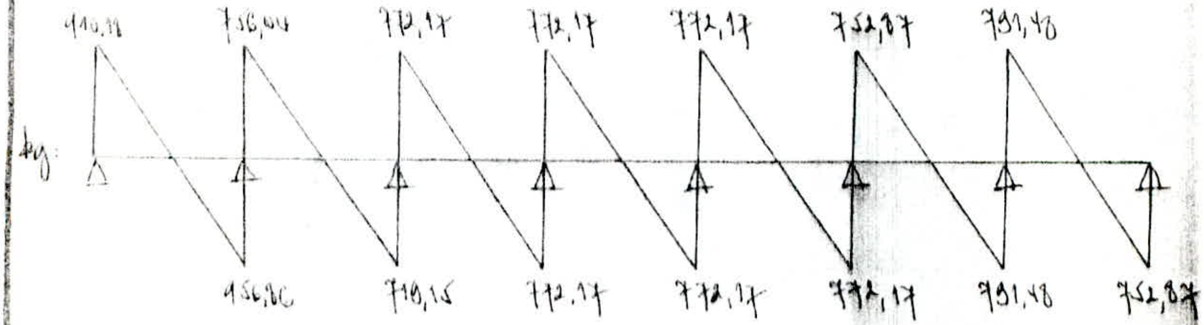
$T_B = -\dfrac{461 \times 3{,}35}{2} + \dfrac{258{,}67 - 323{,}34}{3{,}35} = -791{,}48$ kg

$M_w = 323{,}34$ kg.m
$M_e = 258{,}67$ kg.m
$M_t = 455{,}91$ kg.m

$T_A = \dfrac{461 \times 3{,}35}{2} + \dfrac{323{,}34 - 258{,}67}{3{,}35} = 791{,}48$ kg

$T_B = -\dfrac{461 \times 3{,}35}{2} + \dfrac{323{,}34 - 258{,}67}{3{,}35} = 752{,}8$ kg.

. diagramme des efforts tranchants :



— Calcul des armatures transversales : (Art. 58.3 CCBA 68)

Il y a nécessité d'installer les armatures transversales si :

$\tau_b > \frac{3}{4}\,\bar{\sigma}_b$, avec $\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 . z}$, $T_{max} = 956,86$ kg

$z = \frac{7}{8} h$

$\tau_b = \frac{956,86}{12 \times \frac{7}{8} \times 18} = 5,06$, et $\frac{3}{4}\bar{\sigma}_b = \frac{3}{4} \times 5,9 = 4,425$ kg/cm²

donc : $5,06$ kg/cm² $> 4,425$ kg/cm² les armatures transversales sont nécessaires.

. Sur appuis : $\sigma_b' = 83,8$ kg/cm² $> \bar{\sigma}_{b_0}' = 68,5$ kg/cm².

d'où $\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right)\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{83,8}{68,5}\right) 5,9 = 19,33$ kg/cm²

$\tau_b = 5,06 < 19,33$ kg/cm² donc vérifié

espacement des cadres :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en}$, $\sigma_{en} = 2400$ (acier doux)

comme la section ne comprend pas de reprise de bétonnage

$\rho_{at} = \text{Max}\begin{cases} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = \left(1 - \frac{5,06}{9 \times 5,9}\right) = 0,904 \end{cases} \rightarrow \rho_{at} = 0,904$

$\bar{\sigma}_{at} = 0,904 \times 2400 = 2169,6$ kg/cm².

L'espacement t est donné par la formule :

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

en choisissant un étrier $\phi = 6$ soit $A_t = 0,56$

on obtient $t = \dfrac{0,56 \times 15,75 \times 2769,6}{956,86} = 19,8$ cm.

– L'espacement admissible :

d'après l'article 25.12 CCBA68, l'espacement admissible est donné par :

$$\begin{cases} t_1 = h\left(1 - \dfrac{0,3\,\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \\ t_2 = 0,2\,h \end{cases}$$

et $t \leq \sup(t_1, t_2)$.

$$t_1 = 18\left(1 - \frac{0,3 \times 5,06}{5,9}\right) = 13,36 \text{ cm}$$

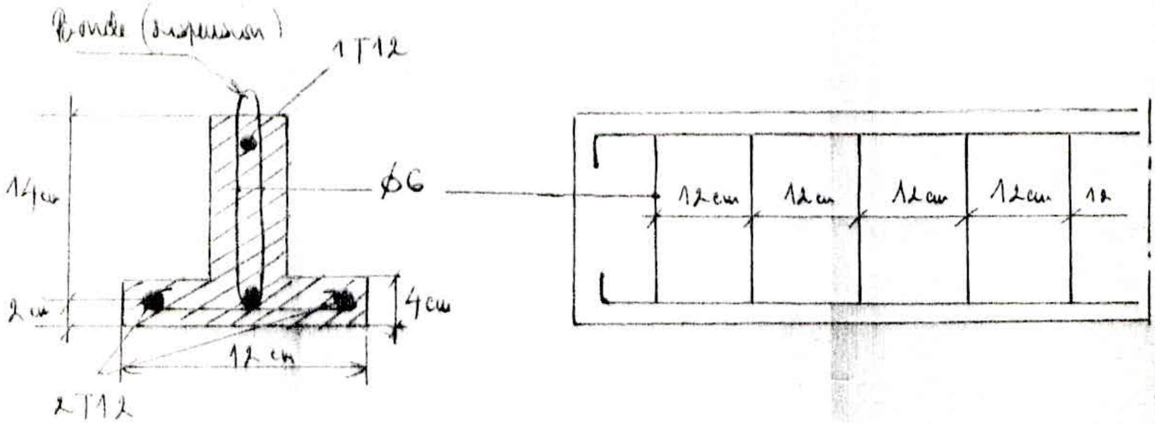
$$t_2 = 0,2 \times 18 = 3,6 \text{ cm}.$$

on choisira par conséquent un espacement $t = 12$ cm.

Puisque les poutrelles sont préfabriquées, et pour des facilités d'exécution, nous gardons cet espacement constant dans la poutrelle ce qui nous dispense de la répartition de Caquot.

On retiendra cet espacement et ces armatures transversales pour toutes les autres travées conformément à l'article 25,12 CCBA 68 qui préconise l'usage d'armatures d'âmes écartées au plus de la hauteur utile de la poutre même si l'effort tranchant est nul.

En définitif on pourrait donner ce petit schéma constructif:



- Influence de l'Effort Tranchant au voisinage des appuis. (Art.35/CCBA68)

on doit vérifier pour les armatures tendues que:

$$A\sigma_a > T + \frac{M}{z}$$

Appuis	M (kg-cm)	$\frac{M}{z}$ (kg)	T (kg)	T + M/z
(1)	378,08 . 10²	-2390,5	910,18	-1480,32
2	472,6 . 10²	-3005,6	956,86	-2048,77
(3)	258,67 10²	-1642,34	772,17	-870,18
(4)	258,67 10²	-1642,34	772,17	-870,18
(5)	258,67 10²	-1642,34	772,17	-870,18
(6)	258,67 . 10²	-1642,34	772,17	-870,18
(7)	223,34 10²	-1418	791,48	-626,55
(8)	258,67 10²	-1642,34	752,87	-889,48

On remarque que $T + \frac{M}{z} < 0$ quelque soit l'appui sur lequel on se trouve, par conséquent la force de traction due à l'effort tranchant est équilibrée par la force de compression induite par le moment négatif à l'appui.

- Ancrage des armatures : (CCBA 68 / Art. 30)

contrainte d'adhérence admissible

$$\bar{\tau}_d = 1,25\,\psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$\psi_d = 1,5$ pour les barres à Haute adhérence

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2.$$

longueur de scellement droit :

$$l_d = \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{4\bar{\tau}_d} = \frac{\phi \times 2800}{4 \times 16,6} = 42\phi = 50,4 \text{ cm}$$

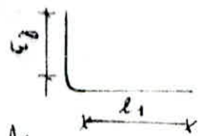
Comme il est impossible de réaliser cet ancrage dans une poutre de largeur b = 30 cm, nous procèderons à un ancrage par courbure.

- ancrage par courbure :

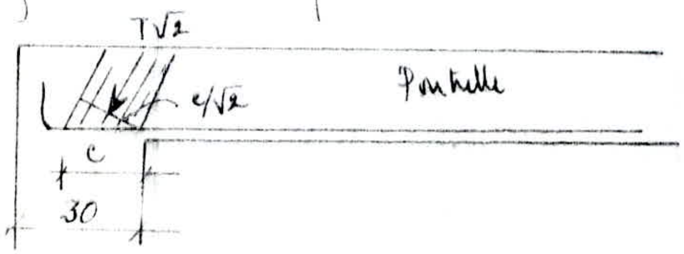
$$l_1 = 30 - 2 - 5\phi - 1,5 = 20,5 \text{ cm}$$

$$l_3 = \frac{l_d - 2,21\,C - l_1}{1,89} = \frac{50,4 - 2,21 \times 6 - 20,5}{1,89} = 8,8 \text{ cm}$$

$l_3 = 9$ cm.



Vérification de la compression de la bielle d'About :



La contrainte dans la bielle d'about est égale à :

$$\sigma_b' = \frac{T\sqrt{2}}{b_o \cdot \frac{c}{\sqrt{2}}} = \frac{2T}{b_o \cdot c}$$

où c désigne la longueur de l'appui, cette dernière est égale à :
lorsque $\sigma_b' \geq \bar{\sigma}_{b_o}$ il faut que $c \geq \frac{2T_{max}}{b_o \bar{\sigma}_{b_o}'}$

$$c \geq \frac{2 \times 956{,}86}{30 \times 68{,}5} = 0{,}93 \text{ cm} \quad \text{soit } c = 1{,}5 \text{ cm}.$$

– Condition de non entraînement aux appuis :
contrainte d'adhérence admissible : $\bar{\tau}_d = 2\,\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1{,}5 \times 5{,}9 = 17{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

contrainte d'adhérence des barres :

$$\tau_d^i = \frac{T}{z \cdot P_{ui}} \quad \text{où } P_{ui} : \text{périmètre utile de la barre i considérée.} \quad z = 7/8\, h$$

$$\tau_d = \frac{956{,}86}{\frac{7}{8}(18) \times 3{,}14 \times 1{,}2} = 16{,}12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

donc la condition de non entraînement des barres aux niveau des appuis est vérifiée.

. Vérification de la flèche. (Art. 58,4 CCBA68)
l'épaisseur des planchers à corps creux doit être telle que leur déformation reste suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction ; si les trois conditions sont vérifiées on peut se dispenser de donner une justification de la rigidité des planchers.

Les 3 conditions de l'article cité sont les suivantes :

1 $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$ soit $\frac{20}{405} = 0,049 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$ donc vérifiée

2 $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0}$ soit $0,049 \geq \frac{1}{15}\frac{0,705 M_0}{M_0} = 0,047$ donc vérifiée

3. $\frac{A}{b_0\,h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$ soit $\frac{2,26}{12 \times 18} = 0,009 < \frac{36}{4200} = 0,01$ vérifiée aussi.

- Ferraillage de la table de compression (Art. 58 ; CCBA 68)

Les armatures sont utiles dans la mesure où :

. elles limitent les risques de fissuration par retrait

. elles permettent de résister aux effets de charges appliquées sur des surfaces réduites

. elles réalisent aussi un effet de répartition entre nervures voisines.

. Armatures perpendiculaires aux nervures.

l'écartement entre nervure (65 cm) étant compris entre 50 et 80 cm

A section d'armature sera exprimée en cm²/ml on aura :

$$A_\perp \geq 0,02 \cdot l_n \left(\frac{2100}{\sigma_{en}}\right) = 0,02 \times 65 \times \frac{2100}{4200} = 0,668 \text{ cm}^2$$

l'espacement est limité à 20 cm selon l'Art. 58/2 CCBA 68

on prendra donc 5T5/ml soit A = 0,981 cm²/ml.

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{/\!/} \geq \frac{A_\perp}{2} = \frac{0,668}{2} = 0,334 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

l'espacement étant limité à 33 cm soit A = 3T5/ml (0,589 cm²/ml)

Le ferraillage adopté pour la table sera un Treillis soudé T.S 5/5.

- remarque :

En entamant le calcul des poutrelles, nous avons précisé que l'on distinguait dans notre plancher 2 types de poutrelles : le premier dont le calcul a été effectué et le second, dont nous suggérons d'adopter le même ferraillage car après étude faite : { le moment maximum en travée est $M_t = 485,01$ kg-m
" " aux appuis est $M_a = -323,24$ kg-m

ce qui justifie le choix de poutrelle identique sur tout plancher.

2.2.2 – PLANCHER ETAGE COURANT –

Nous étudierons séparément la partie en dalle pleine, et la partie en corps creux :

– partie en corps creux :

$G = 456{,}5$, $P = 250$ kg/m² donc $Q = 456{,}5 + 1{,}2 \times 250 = 756{,}5$ kg/m²

$q = 756{,}5 \times 0{,}65 = 491{,}725$ kg/ml $\simeq 492$ kg/ml.

on a dans ce cas 3 types de poutrelles :

– Poutrelles à 7 travées avec grande portée : 4,05 m (1)

– Poutrelles à 6 travées avec portée : 3,35 m. (2)

– Poutrelle à 5 travées avec portée : 3,35 m. (3)

On fera le calcul et le ferraillage des poutrelles du type (1), le reste se ferraillera de la même manière.

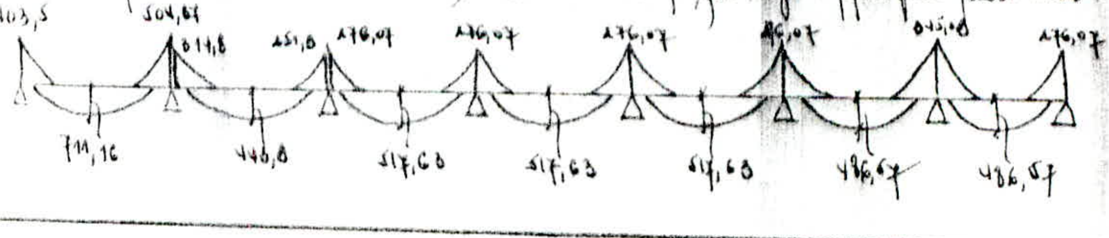
$q = 492$ kg/ml

– $l_1 = 4{,}05$ m : $\begin{cases} M_{01} = \dfrac{q l_1^2}{8} = \dfrac{492 \times 4{,}05^2}{8} = 1008{,}75 \text{ kg-m} \\ T_{01} = \dfrac{q l_1}{2} = \dfrac{492 \times 4{,}05}{2} = 996{,}3 \text{ kg} \end{cases}$

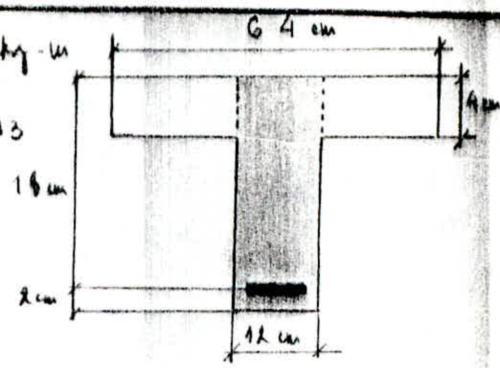
– $l_2 = 3{,}20$ m : $\begin{cases} M_{02} = \dfrac{q l_2^2}{8} = \dfrac{492 \times 3{,}20^2}{8} = 629{,}76 \text{ kg-m} \\ T_{02} = \dfrac{q l_2}{2} = \dfrac{492 \times 3{,}20}{2} = 787{,}2 \text{ kg} \end{cases}$

– $l_3 = 3{,}35$ m : $\begin{cases} M_{03} = \dfrac{q l_3^2}{8} = \dfrac{492 \times 3{,}35^2}{8} = 690{,}18 \text{ kg-m} \\ T_{03} = \dfrac{q l_3}{2} = \dfrac{492 \times 3{,}35}{2} = 824{,}1 \text{ kg} \end{cases}$

d'où l'épure des moments selon la méthode simplifiée déjà appliquée plus haut :



– Armatures inférieures : $M_t^{max} = 711,16$ kg-m



$$\mu = \frac{15\,M}{\sigma_a\,b.h^2} = \frac{15 \times 711,16.10^2}{2800 \times 64.18^2} = 0,0193$$

$$\begin{cases} \beta = \dfrac{b_0}{b} = \dfrac{12}{18} = 0,1875 \\ \delta = \dfrac{h_0}{h} = \dfrac{4}{18} = 0,222 \end{cases}$$

soit $\alpha = 0,178$, $y = \alpha h = 3,2 < 4$ cm

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression ; on calculera donc la section rectangulaire de 64×20 cm

$$\mu = 0,0193 \rightarrow \begin{cases} K = 69 \\ \mathcal{E} = 0,9405 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a\,\mathcal{E}\,h} = \frac{711,16.10^2}{2800 \times 0,9405 \times 18} = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T12\ (2,26 \text{ cm}^2).$$

– Armatures supérieures : $M_a^{max} = -504,37$ kg-m (sect. rect. 12×20 cm)

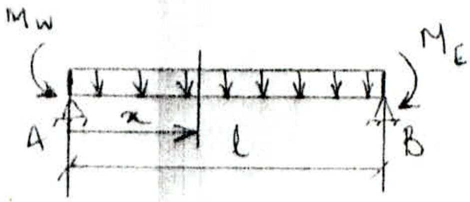
$$\mu = \frac{15\,M}{\sigma_a\,b\,h^2} = \frac{15 \times 504,37.10^2}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,06948 \rightarrow \begin{cases} K = 31,2 \\ \mathcal{E} = 0,8919 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a\,\mathcal{E}.h} = \frac{504,37.10^2}{2800 \times 0,8919 \times 18} = 1,12 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T12\ (1,13 \text{ cm}^2)$$

– Calcul des Armatures transversales

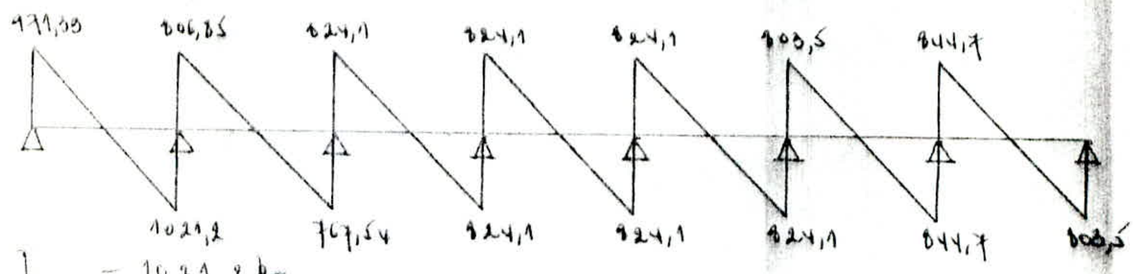
Effort tranchant :

$$T_x = \theta_x + \frac{M_W - M_E}{l}$$



$$\begin{cases} T_A = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{M_W - M_E}{l} \\ T_B = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{M_W - M_E}{l} \end{cases}$$

nous donnerons les valeurs trouvées pour l'effort tranchant sur le diagramme suivant :



$T_{max} = 1021,2$ kg.

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{1021,2}{12 \times 15,75} = 5,4 \text{ kg/cm}^2 > \frac{3}{4}\bar{\sigma}_b = 4,425 \text{ kg/cm}^2.$$

$b_0 = 12$ cm

Il est inutile de refaire toutes les vérifications car on a opté pour le même ferraillage que celui de la terrasse et les efforts sont presque égaux.

— Etude et Ferraillage de la tache en dalle pleine. —

Charge : $G = 641,5$ kg/m², $P = 300$ kg/m²

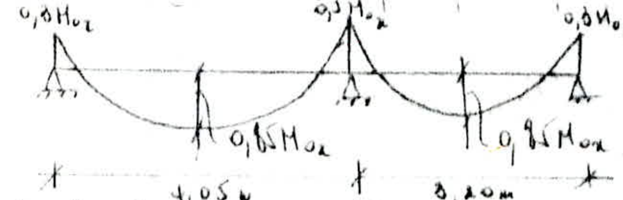
$P = G + 1,2P = 641,5 + 1,2 \times 300 = 1001,5$ kg/m².

les conditions de l'article 57 CCBA 68 sont vérifiées, on applique donc la méthode simplifiée de calcul des planchers à surcharge modérée en prenant soins de vérifier la relation :

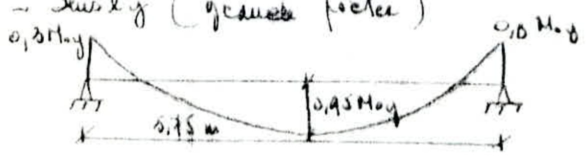
$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25\, M_0$$

les moments sont donnés par le schéma suivant :

– sens lx (suivant la plus petite portée) :



– sens ly (grande portée)



— Calcul des moments isostatiques :

tel qu'on a pu le voir sur le schéma, nous disposons de deux panneaux

Panneau (1) : $5,75 \times 4,05$ m, $\rho = \frac{4,05}{5,75} = 0,7 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0728 \\ \mu_y = 0,55 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x . q l_x^2 = 0,0728 \times 1001,5 \times 4,05^2 = 1195,89 \text{ kg-m/ml} \\ M_{oy} = \mu_y . M_{ox} = 0,55 \times 1195,89 = 657,73 \text{ kg-m/ml} \end{cases}$

Panneau (2) : $5,75 \times 3,20$ m, $\rho = \frac{3,20}{5,75} = 0,55 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0911 \\ \mu_y = 0,377 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{ox} = 0,0911 \times 1001,5 \times 3,20^2 = 934,26 \text{ kg-m/ml} \\ M_{oy} = 0,377 \times 934,26 = 352,21 \text{ kg-m/ml} \end{cases}$

		M kg-m/ml	μ	K	β	A cm²/ml
Sens x-x suivant la petite portée	Armatures Inférieures	$0,85 M_{ox} = 1016,5$	0,0232	88,4	0,9362	2,42 soit 5T9
	Armatures supérieures	$0,5 M_{ox} = 597,9$	0,0125	85,3	0,95	1,4 soit 3T8
Sens y-y suivant la grande portée	Armatures Inférieures	$0,95 M_{oy} = 624,9$	0,0125	85,3	0,95	1,4 soit 3T8
	Armatures Supérieures	$0,3 M_{oy} = 197,32$	0,00413	156	0,9708	0,45 soit 2T8

— Vérifications :

— Condition de non fragilité (Art. 18,21 CCBA 68) :

on doit vérifier $A_x \geq 0,69 . b . h . \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \frac{(2-\rho)}{2}$

$b = 100$ cm, $h = 18 - 2 = 16$ cm

$\bar{\sigma}_b = 5,9$ kg/cm², $\sigma_{en} = 4200$ kg/cm², $\rho = 0,7$

$A_x \geq 0,69 \times 100 \times 16 \times \frac{5,9}{4200} \cdot \frac{2-0,7}{2} = 1,008$ cm².

$A_y \geq 0,69 . b . h . \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \frac{1+\rho}{4} = 0,659$ cm².

la condition de non fragilité est donc vérifiée.

- condition de non fissuration :

$$\sigma_a = 2,4\sqrt{\frac{k.\eta}{\phi}\,\bar{\sigma}_b} = 2,4\sqrt{\frac{1,5.18\times 1,6\times 5,9}{9}} = 8192,99 > 2800\ kg/cm^2$$

la fissuration est vérifiée.

- vérification de la flèche :

il ne sera pas nécessaire de donner une justification de la flèche si ces 2 conditions sont vérifiées :

$$\frac{h_o}{l_x} > \frac{M_t}{20 M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A}{b.h} < \frac{20}{\sigma_{en}}.$$

$$M_t = 0,85 M_{ox} \qquad \frac{h_o}{l_x} = \frac{18}{4,05} = 0,044 > \frac{1}{20}\,0,85 = 0,0425 \text{ vérifiée}$$

$$\tilde{\omega}_o = \frac{A}{b.h} = \frac{2,51}{100\times 16} = 0,0015 < \frac{20}{\sigma_{en}} = 0,00476 \text{ vérifiée aussi.}$$

- Vérification des contraintes

suivant la plus petite portée

$$\tilde{\omega} = \frac{100\,A}{b.h} = \frac{100\times 2,51}{100\times 16} = 0,156 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,9352 \\ k = 62,3 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\beta.h} = \frac{1016,5.10^2}{2,51\times 0,9352\times 16} = 2706,5 < 2800\ kg/cm^2.$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2706,5}{62,3} = 43,44 < 137\ kg/cm^2$$

suivant la grande portée :

$$\tilde{\omega} = \frac{100\,A}{b.h} = \frac{100\times 1,5}{100\times 16} = 0,0937 \rightarrow \begin{cases} k = 82,5 \\ \beta = 0,9487 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\beta.h} = \frac{624,8.10^2}{1,5\times 0,9487\times 16} = 2744,1\ kg/cm^2 < 2800\ kg/cm^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2744,1}{82,5} = 33,26\ kg/cm^2 < 137\ kg/cm^2.$$

– Effort tranchant et armatures transversales :

poids propre de la dalle : $P = 1001,5 \times 5,75 \times 0,20 = 18.427,6$ kg

au milieu de l_y : $T_y = \dfrac{P}{2l_y + l_x} = \dfrac{18427,6}{2\times5,75+3,2} = 1253,5$ kg.

au milieu de l_x : $T_x = \dfrac{P}{3l_y} = \dfrac{18427,6}{3\times5,75} = 1068,26$ kg.

Calculons la contrainte de cisaillement dans le béton :

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{1253,5}{100\times\frac{7}{8}.16} = 0,89 \text{ kg/cm}^2 < 1,15\,\bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

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

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

– Influence de l'effort tranchant aux voisinage des appuis :

$$A\,\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

sens x-x : $1253,5 - \dfrac{597,5.10^2}{\frac{7}{8}.16} = -3017,2 \text{ kg} < 0$

sens y-y : $1068,26 - \dfrac{187,32.10^2}{\frac{7}{8}.16} = -340 \text{ kg} < 0$

Nous en concluons donc qu'aucune vérification de la section d'armatures inférieures ni de leur ancrage n'est nécessaire.

2.2.3 — PLANCHER REZ-DE-CHAUSSÉE

. Calcul des dalles (Art. 57 / CCBA 68) :

Étant donné que les conditions fixées par cet article sont vérifiées on applique la méthode simplifiée.

Remarquons que dans le plancher (RDC) nous avons 2 types de panneaux I et II

Panneau I (5,75 x 4,05) surchargé par : a) 500 kg/m² } selon
" " b) 250 kg/m² } l'usage

Panneau II (3,35 x 4,05) surchargé par a) 500 kg/m²
b) 250 kg/m² } "

$\rho_{P_I} = \frac{4,05}{5,75} = 0,7$

$\rho_{P_{II}} = \frac{3,35}{4,05} = 0,82$

} dans les 2 cas : $0,4 \leq \rho \leq 1$. Donc les dalles du rez de chaussée portent dans 2 sens.

- Calcul des charges :

surcharge de 500 kg/m² : $G_1 = 636,5 + 1,2 \times 500 = 1236,5$ kg/m².

" de 250 kg/m² : $G_2 = 636,5 + 1,2 \times 250 = 936,5$ kg/m².

Calcul des moments :

selon le sens l_x : les moments se distribuent comme suit :

appuis : rives = $0,3 M_x$; intermédiaires = $0,5 M_x$

Travées : rives : $0,85 M_x$; intermédiaires : $0,75 M_x$

selon le sens l_y : cette répartition qui est conforme à la méthode simplifiée reste valable.

$\rho_{P_I} = 0,7$, $\mu_x = 0,0723$, $\mu_y = 0,55$

$M_{x_I} = \mu_x q l_x^2$ et $M_{y_I} = \mu_y M_{x_I}$.

$$\begin{cases} M_{x\,I(a)} = 0{,}0728 \times 1236{,}5 \times 4{,}05^2 = 1476{,}5 \text{ kg.m} \\ M_{y\,I(a)} = 812{,}07 \text{ kg.m} \end{cases}$$

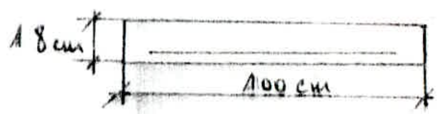
$$\begin{cases} M_{x\,I(b)} = 0{,}0728 \times 936{,}5 \times 4{,}05^2 = 1118{,}27 \text{ kg-m} \\ M_{y\,I(b)} = 615 \text{ kg-m.} \end{cases}$$

$$\rho_{II} = 0{,}82 \quad , \mu_x = 0{,}0593 \quad , \mu_y = 0{,}714$$

$$\begin{cases} M_{x\,II(a)} = 0{,}0593 \times 1206{,}5 \times 3{,}35^2 = 822{,}93 \text{ kg m} \\ M_{x\,II(b)} = 0{,}0593 \times 936{,}5 \times 3{,}35^2 = 623{,}23 \text{ kg-m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y\,II(a)} = 587{,}53 \text{ kg m} \\ M_{y\,II(b)} = 444{,}99 \text{ kg-m.} \end{cases}$$

– Calcul des Armatures.



On prendra une bande de 1m

Ferraillage des panneaux dans le sens X-X (petite portée) :

		M (kg-m)	μ	K	ξ	A cm²/ml
Panneau I (a)	Armat. Inf.	$0{,}85 M_{Ia} = 1255$	0,0262	56	0,9297	3,01 soit 6T8
	Armat. Sup.	$0{,}5 M_{Ia} = 826{,}52$	0,0193	67	0,939	2,2 soit 5T8
Panneau I (b)	Armat. Inf.	$0{,}85 M_{Ib} = 950{,}53$	0,01989	65,9	0,938	2,26 soit 5T8
	Armat. Sup.	$0{,}5 M_{Ib} = 559{,}13$	0,0117	88,5	0,9517	1,3 soit 3T8
Panneau II (a)	Armat. Inf.	$0{,}85 M_{IIa} = 699{,}45$	0,0146	78,3	0,9463	1,65 soit 4T8
	Armat. Sup.	$0{,}5 M_{IIa} = 411{,}46$	0,0086	104,5	0,9581	0,95 soit 2T8
Panneau II (b)	Armat. Inf.	$0{,}85 M_{IIb} = 529{,}74$	0,011	91,5	0,9531	1,24 soit 3T8
	Armat. Sup.	$0{,}5 M_{IIb} = 311{,}61$	0,0065	122	0,9635	0,72 soit 2T8

Ferraillage des panneaux, dans le sens y-y (grande portée) :

		M (kg·m)	μ	K	ξ	A cm²/ml
Panneau I_a	Armat. Inf	$0,85 M_{x_a} = 690,26$	0,0144	78,7	0,9466	1,62 soit 4T8.
	Armature sup.	$0,5 M_{y_a} = 406,03$	0,0085	105	0,9583	0,94 soit 2T8.
Panneau I_b	Armat. Inf	$0,85 M_{y_b} = 522,75$	0,0109	92,0	0,9503	1,22 soit 3T8.
	Armat. sup.	$0,5 M_{y_b} = 307,5$	0,0084	123	0,9637	0,71 soit 2T8.
Panneau II_a	Armat. Inf	$0,85 M_{II a} = 489,4$	0,0104	94,5	0,9543	1,16 soit 3T8.
	Armat. sup.	$0,5 M_{II a} = 293,76$	0,0061	126	0,9645	0,68 soit 2T8.
Panneau II_b	Armat Inf	$0,85 M_{II b} = 378,24$	0,0079	110	0,96	0,88 soit 2T8.
	Armat. sup.	$0,5 M_{II b} = 222,5$	0,0046	146	0,969	0,51 soit 2T8.

- Vérification

- Condition de non fragilité (Art. 19 (2) CCBA 68)

on doit vérifier $A_x \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\dfrac{2-\rho}{2}\right)$

$$A_y \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+\rho}{4}\right)$$

$\rho_I = 0,7$ $\quad A_x \geq 0,69 \times 100 \times 16 \times \dfrac{5,9}{4200} \left(\dfrac{2-0,7}{2}\right) = 1,008\ cm^2$

$$A_y \geq 0,659$$

$\rho_{II} = 0,82$: $\quad A_x \geq 0,69 \times 100 \times 16 \times \dfrac{5,9}{4200} \left(\dfrac{2-0,82}{2}\right)$

$$A_y \geq 0,7$$

On constate que quelque soit le sens et les dimensions du panneau, le ferraillage déterminé est supérieur à 1 cm² et de ce fait la condition citée se trouve vérifiée.

- Condition de non fissuration (Art. CCBA 80) :

$$\sigma_a = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta\ \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5\times10^5 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 3192,99\ kg/cm^2$$

$\sigma_a = 3192,99\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2$ la fissuration est vérifiée.

- Vérification de la flèche

$$\frac{h_0}{l_x} > \frac{M_t}{20 M_x} : \quad \frac{18}{405} = 0,044 > \frac{0,85}{20} = 0,0425$$

$$\omega_0 = \frac{A}{b\,h} < \frac{20}{\sigma_{en}} : \quad \frac{3,01}{100\times16} = 0,0018 < \frac{20}{4200} = 0,00476$$

Les 2 conditions étant vérifiées, conformément à l'article en vigueur, nous nous dispensons de donner une justification de la flèche.

- Vérification des contraintes :

suivant la plus petite portée.

$$\omega = \frac{100 A}{b.h} = \frac{100 \times 3,01}{100\times16} = 0,187 \rightarrow \begin{cases} k = 56,0 \\ \beta = 0,9299 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\beta h} = \frac{1255.10^2}{3,01\times0,9299\times16} = 2800 \le \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{56} = 50\ kg/cm^2 < 137\ kg/cm^2.$$

suivant la grande portée :

$$\omega = \frac{100 A}{b.h} = \frac{100\times2,01}{100\times16} = 0,125 \rightarrow \begin{cases} k = 70,3 \\ \beta = 0,9414 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\beta h} = \frac{840,25.10^2}{2,01\times0,9414\times16} = 2278,9\ kg/cm^2 < 2800\ kg/cm^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2278,9}{70,3} = 32,43 < 137\ kg/cm^2$$

Les contraintes sont vérifiées.

- Vérification au cisaillement :

l'effort tranchant est donné par les 2 expressions :

au milieu de l_y : $T_y = \dfrac{P}{2l_y + l_x}$

au milieu de l_x : $T_x = \dfrac{P}{2l_x + l_y}$

Avec P : $P = q\, l_y . l_x$

les vérifications de la contrainte de cisaillement et de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis sont présentées sous forme de tableau.

contrainte de cisaillement : $\tau_b = \dfrac{T}{b.z} < \bar{\tau}_b = 1{,}15\, \bar{\sigma}_b = 6{,}78\ kg/cm^2$

Effort dans les aciers : $A\bar{\sigma}_{at} > T + \dfrac{M}{z}$ (aux appuis)

P (Kg)		T (kg)	$\tau_b^{(max)}$ (kg/cm²)	M_a (kg.cm)	$T + \frac{M}{z}$
Panneau I	28795	$T_y = 1851{,}7$	1,32	$M_{ax} = 92.652$	$-4766{,}3$
		$T_x = 1669{,}2$		$M_{ay} = 40.603$	-1231
Panneau II	21.809	$T_y = 1402{,}5$	1,00	$M_{ax} = 55.913$	$-2591{,}2$
		$T_x = 1264{,}3$		$M_{ay} = 30.750$	$-932{,}1$
Panneau III	16.776	$T_y = 1465{,}15$	1,04	$M_{ax} = 41.144$	$-1473{,}7$
		$T_x = 1180{,}5$		$M_{ay} = 29376$	$-717{,}7$
Panneau IV	12.706	$T_y = 1109{,}7$	0,79	$M_{ax} = 31.161$	$-1116{,}08$
		$T_x = 1045{,}7$		$M_{ay} = 22.250$	$-543{,}58$

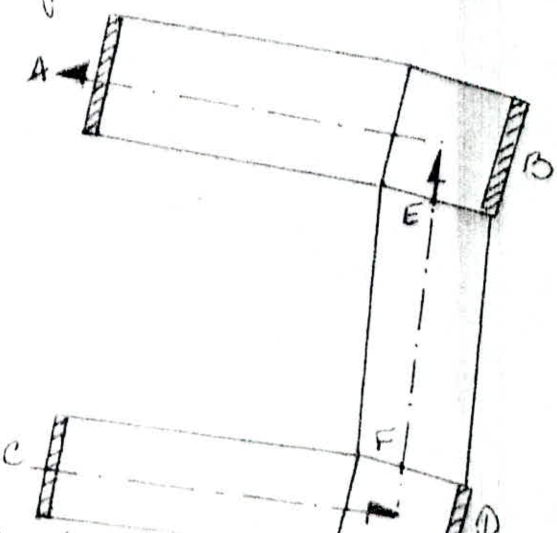
on constate dans le tableau que les valeurs de τ_b sont inférieures à $\bar{\tau}_b$, les armatures transversales sont inutiles et de plus les barres aux voisinages des appuis ne sont soumises à aucun effet de traction.

2.3 - CALCUL DES ESCALIERS

- Introduction :

C'est un escalier à 3 paillasses et 2 paliers intermédiaires. Le calcul se fera de 2 façons distinctes. Dans une première étape nous considérons la partie AB (idem pour CD), composée d'une paillasse et d'un palier, comme une poutre reposant simplement sur les points A et B, par contre dans la deuxième étape la paillasse EF se calculera comme une poutre semi-encastrée dans les 2 paliers intermédiaires et l'on tiendra par conséquent compte dans les calculs d'un moment d'encastrement aux appuis.

De fait cette analyse nous aboutissons au schéma statique suivant :



Caractéristiques Géométriques :

$h = 17$ cm, hauteur de la contremarche.

$g = 30$ cm, largeur de la marche.

L'inclinaison de la paillasse est donnée par : $tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}567$.

$tg\alpha = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,55$

Les dimensions des marche (g) et contremarche (h) doivent vérifier la relation de BLONDEL:

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

on a $g+2h = 0,30 + 2 \times 0,17 = 0,64$ ce qui est vérifié.

Les 2 types de volets ont les même caractéristiques; la seule différence réside dans le nombre de marches et par conséquent la hauteur à gravir.

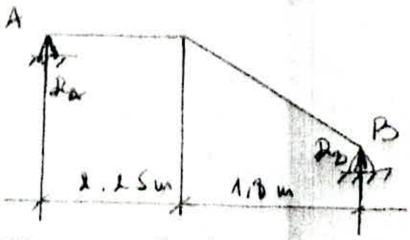
L'épaisseur de la paillasse:

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $\frac{405}{30} \leq e \leq \frac{405}{20}$

$13,5 \leq e \leq 20,25$

on prendra $e = 18$ cm.

Le calcul se fera pour un mètre d'emmarchement et par mètre linéaire.



- Calcul des charges:
- Type I,
- paillasse: poids propre: $\frac{0,18 \times 1,00 \times 2500}{\cos 29,55} = 517,28$ kg/ml

marches: poids propre: $\frac{0,17 \times 2200 \times 1,00}{2} = 187$ kg/ml

mortier de pose: . . . . . $0,02 \times 2000 \times 1,00 = 40$ kg/ml

revêtement (carrelage): . . . $0,02 \times 2200 \times 1,00 = 44$ kg/ml

enduit en plâtre . . . . $= 30$ kg/ml

Charge permanente $G = 818,28$ kg/ml

surcharge d'exploitation : $P = 400 \times 1,00 = 400$ kg/ml

Charge revenant à la paillasse : $q_1 = G + 1,2P = 1,30$ t/ml.

— Palier :

Charge permanente :

poids propre du palier : $0,12 \times 2500 \times 1,00 = 450$ kg/ml

" Carrelage : . . . . = 44 kg/ml

Mortier : . . . . = 40 kg/ml

Enduit plâtre : . . . . = 30 kg/ml

$G = 564$ kg/ml.

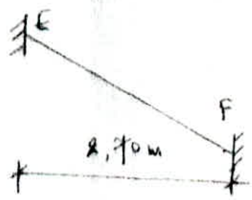
Charge totale revenant au palier :

$q_2 = G + 1,2P = 564 + 1,2 \times 400 = 1,04$ t/ml.

— Type II :

Ce dernier type n'est autre que la paillasse intermédiaire du milieu dont l'Inclinaison change par rapport aux autres

Comme I et II ont les mêmes caractéristiques géométriques il vient que $q_1 = q_2 = 1,30$ t/ml.



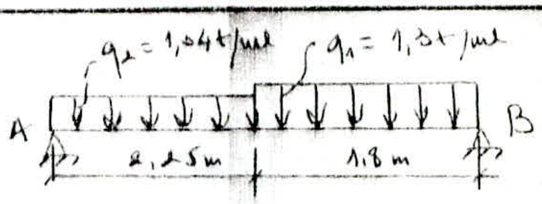
— remarque

La composante normale fléchit la paillasse par contre, la composante horizontale provoque un effort de traction sur la moitié supérieure et un effort de compression sur la moitié inférieure qui sont égaux et qui donnent des contraintes, dans le béton, de compression et de traction négligeables (1 kg/cm²)

. — Calcul des Efforts :

- Type I

schéma statique :



$\sum M_{i/B} = 0$: $R_A \times 4,05 = 1,04 \times 2,25 \times 2,925 + 1,3 \times 1,8 \times 0,9$

$R_A = 2,21t$

$\sum M_{i/A} = 0$: $R_B \times 4,05 = 1,3 \times 1,8 \times 3,15 + 1,04 \times 2,25 \times 1,125$

$R_B = 2,47t$.

$0 \leq x \leq 2,25$: $\begin{cases} T(x) = 2,21 - 1,04x \\ M(x) = 2,21x - 1,04 \dfrac{x^2}{2} \end{cases}$

$2,25 \leq x \leq 4,05$: $\begin{cases} T(x) = 2,21 - 1,04 \times 2,25 - 1,3(x - 2,25). \\ M(x) = 2,21x - 1,04 \times 2,25(x - 1,125) - 1,3 \dfrac{(x-2,25)^2}{2} \end{cases}$

$T(x) = 0$: $2,21 - 1,04x = 0 \rightarrow x = 2,125m$

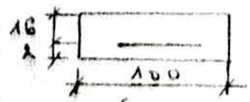
d'où $M_{max} = 2,21 \times 2,125 - 1,04 \times \dfrac{2,125^2}{2} = 2,35 t.m.$

$T_{max} = 2,47t$

On suppose qu'il y a un semi-encastrement au niveaux des appuis : $\begin{cases} M_t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 2,35 = 1,99 tm \\ M_a = 0,3 M_{max} = 0,3 \times 2,35 = 0,7 tm \end{cases}$

. Détermination des Armatures :

Armatures inférieures $M = 1,99 tm$



$\mu = \dfrac{15 . M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \dfrac{15 \times 1,99 . 10^5}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0,0416 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 22,8 \\ \varepsilon = 0,9135 \end{cases}$

$A = \dfrac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{1,99 . 10^5}{0,9135 \times 2800 \times 16} = 4,86 cm^2$ soit $10T8/_{ml}$ $(5,02 cm^2)$

armatures de répartition : $\dfrac{A}{4} < Ar < \dfrac{A}{2}$ soit donc $3T8/_{ml}$

- Armatures supérieures : $M_a = -0{,}7\ tm$.

$$\mu = \frac{15 \times 0{,}7.10^5}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0{,}01464 \rightarrow \begin{cases} k = 78{,}2 \\ \xi = 0{,}9464. \end{cases}$$

$$A = \frac{0{,}7.10^5}{0{,}9464 \times 2800 \times 16} = 1{,}65\ cm^2 \quad \text{soit} \quad 5T8/ml$$

- armatures de répartition : $\frac{A}{4} < Ar < \frac{A}{2}$ soit $2T8/ml$

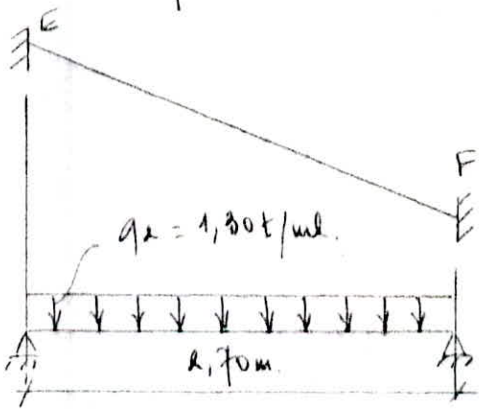
Contraintes dans le béton :

section en travée : $\sigma_b' = \frac{2800}{42{,}8} = 65{,}42\ kg/cm^2$ vérifiée

section d'appui : $\sigma_b' = \frac{2800}{78{,}2} = 35{,}8\ kg/cm^2$. vérifiée

- Type II :

schéma statique.



$$\begin{cases} M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1{,}3 \times 2{,}70^2}{8} = 1{,}19\ tm \\ T_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{1{,}3 \times 2{,}7}{2} = 1{,}76\ t. \end{cases}$$

Comme on a tenu compte d'un encastrement partiel de cette paillasse dans les paliers de repos nous ferraillerons avec les moments suivants :

$$\begin{cases} M_t = 0{,}85\ M_{max} = 1{,}003\ tm. \\ M_a = 0{,}3\ M_{max} = 0{,}354\ tm \end{cases}$$

Section en travée (armatures inférieures) :

$$\mu = \frac{15 \times 1{,}003\ 10^5}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0{,}0209 \rightarrow \begin{cases} k = 63{,}7 \\ \xi = 0{,}9365. \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \, \beta \, h} = \frac{1{,}003 \cdot 10^5}{2800 \times 0{,}9365 \times 16} = 2{,}19 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8/\text{ml} \; (2{,}51 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

– armatures de répartition $\frac{A}{4} < Ar < \frac{A}{2}$ soit $2T8/\text{ml}$

Section d'appui : (armatures supérieures)

$$\mu = \frac{15 \times 0{,}354 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0{,}0074 \rightarrow \begin{cases} k = 114 \\ \beta = 0{,}9612 \end{cases}$$

$$A = \frac{0{,}354 \cdot 10^5}{2800 \times 0{,}9612 \times 16} = 0{,}822 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8/\text{ml}$$

armatures de répartition : $A/4 < Ar < A/2$ soit $2T8/\text{ml}$.

– Vérifications :

– Condition de non fragilité (Art 52 / CCBA68)

$$\frac{A}{b \cdot h} > 0{,}54 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$$A \geq 0{,}54 \times 100 \times 16 \times \frac{5{,}9}{2800} \left(\frac{18}{16}\right)^2 = 2{,}30 \quad \text{vérifiée.}$$

– Condition de non fissuration :

$$\sigma_a = 2{,}4 \sqrt{\frac{\kappa \, \eta}{\phi} \cdot \sigma_b} = 2{,}4 \sqrt{\frac{1{,}6 \times 1{,}5 \cdot 10^6 \times 5{,}9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$3193 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$ la fissuration n'est pas à craindre

– Vérification des contraintes :

– Appui I : $\omega = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 5{,}02}{100 \times 16} = 0{,}314 \rightarrow \begin{cases} k = 42 \\ \beta = 0{,}9123 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \beta h} = \frac{1{,}99 \cdot 10^5}{5{,}02 \times 0{,}9123 \times 16} = 2716 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiée

$$\sigma'_b = \frac{2716}{280} = 64{,}66 \text{ kg/cm}^2 < 107 \text{ kg/cm}^2 \text{ , vérifiée.}$$

– Type II : $\omega = \dfrac{100 \times 2,51}{100 \times 16} = 0,1568 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 62 \\ \xi = 0,9351 \end{cases}$

$\sigma_a = \dfrac{1,003\ 10^5}{2,51 \times 16 \times 0,9351} = 2671 < 2800$ kg/cm². vérifiée

$\sigma_b = \dfrac{2671}{62} = 13,7 < 137$ kg/cm², vérifiée.

Vérification au cisaillement

– Type I : $\tau_b < \bar{\tau}_b$ $\begin{cases} \tau_b = \dfrac{T_{max}}{z \times b} = \dfrac{2,47 \cdot 10^3}{\frac{7 \times 16}{8} \times 100} = 1,76 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}_b = 1,15\ \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

Les armatures transversales sont donc inutiles.

– Type II $\tau_b = \dfrac{1,76\ 10^3}{\frac{7 \times 16}{8} \times 100} = 1,25$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b = 6,78$ kg/cm²

– Influence de l'effort tranchant à l'appui :

type I : $T + \dfrac{M}{z} = 2470 - \dfrac{0,7 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 16} = -2530$ kg < 0

type II : $T + \dfrac{M}{z} = 1760 - \dfrac{0,854 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 16} = -768,57 < 0$

vérifiée

Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour une poutre uniformément chargée et simplement appuyée est : $f = \dfrac{5 q l^4}{384 E I}$

$E = 7000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 7000 \sqrt{275} = 116081,87$ kg/cm²

$I = \dfrac{b h_1^3}{12} = \dfrac{100 \times 13^3}{12} = 18600$ cm⁴.

- Type I :

$$f_1 = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5\times 1,3\times 4,05^4\times 10^9}{384\times 116081,87\times 48600} = 0,80\ \text{cm}$$

- Type II :

$$f_2 = \frac{5\times 1,3\times 2,7^4\times 10^9}{384\times 116081,87\times 48600} = 0,16\ \text{cm}.$$

Flèches admissibles :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0,81\ \text{cm} > f_1 = 0,80\ \text{cm}$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0,54\ \text{cm} > f_2 = 0,16\ \text{cm}.$$

La flèche est vérifiée dans les 2 cas.

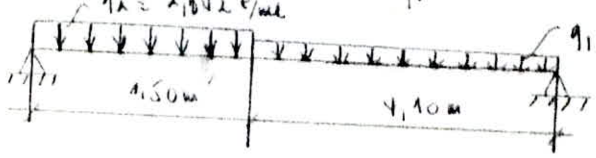
2.3.2_Calcul de la poutre palière

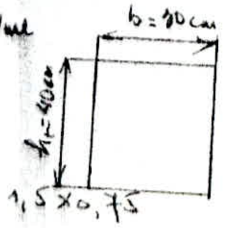
La poutre supportant le palier intermédiaire sera calculée comme une poutre semi-encastrée aux poteaux et uniformément chargée par $q_1 + q_2$.

q_1 : réaction du palier de l'escalier

q_2 : poids du remplissage supportée par cette poutre plus le poids propre de cette dernière.

$q_1 = 2,21$ t/ml et $q_2 = 0,231\times 1,44 + 0,3\times 0,4\times 2500 = 0,632$ t/ml





$\Sigma M_{i/A} = 0$: $R_B \times 5,6 = 0,632\times 4,1\times 3,55 + 2,84\times 1,5\times 0,75$

$R_B = 2,213$ t

$\sum M_{/B} = 0 : R_A \times 5{,}6 = 2{,}842 \times 1{,}5 \times 4{,}85 + 0{,}632 \times 4{,}1 \times 2{,}05$

$R_A = 4{,}64\,t$

$0 \leq x \leq 1{,}5 : \begin{cases} T(x) = 4{,}64 - 2{,}842\,x \\ M(x) = 4{,}64\,x - 2{,}842\,\dfrac{x^2}{2} \end{cases}$

$1{,}5 \leq x \leq 4{,}10 : \begin{cases} T(x) = 4{,}64 - 2{,}842 \times 1{,}5 - 0{,}632\,(x - 1{,}5) \\ M(x) = 4{,}64\,x - 2{,}842\left(x - \dfrac{1{,}5}{2}\right) \times 1{,}5 - 0{,}632\,\dfrac{(x-1{,}5)^2}{2} \end{cases}$

M_{max} est donné pour $T = 0$ soit :

$4{,}64 - 2{,}842 \times 1{,}5 - 0{,}632\,(x - 1{,}5) = 0 \Rightarrow x = 2{,}09\,m$

et $M_{max} = 4{,}64 \times 2{,}09 - 2{,}842\,(2{,}09 - 0{,}75) \times 1{,}5 - 0{,}632\,\dfrac{(2{,}09 - 1{,}5)^2}{2} =$

$= 3{,}875\,tm$

$T_{max} = 4{,}64\,t.$

en fixant : $\begin{cases} M_t = 0{,}85\,M_{max} = 3{,}29\,tm \\ M_a = 0{,}3\,M_{max} = 1{,}16\,tm \end{cases}$

– Calcul des armatures :

– section en travée (Armat. inf) :

$\mu = \dfrac{15\,M}{\sigma_a\,b h^2} = \dfrac{15 \times 3{,}29\,10^5}{2800 \times 30 \times 37^2} = 0{,}043 \longrightarrow \begin{cases} K = 41{,}6 \\ \beta = 0{,}9117 \end{cases}$

$A = \dfrac{M}{\beta\,h\,\sigma_a} = \dfrac{3{,}29 \cdot 10^5}{0{,}9117 \times 37 \times 2800} = 3{,}48\,cm^2$ soit 3T14 $(4{,}62\,cm^2)$

$\sigma_b' = \dfrac{\sigma_a}{K} = \dfrac{2800}{41{,}6} = 67{,}3 < 137\,kg/cm^2$, vérifiée.

– Section sur appui (armat. sup) :

$\mu = \dfrac{15 \times 1{,}16 \times 10^5}{30 \times 2800 \times 37^2} = 0{,}01513 \rightarrow \begin{cases} K = 77 \\ \beta = 0{,}9457 \end{cases}$

$A = \dfrac{1{,}16 \cdot 10^5}{2800 \times 0{,}9457 \times 37} = 1{,}18\,cm^2$ soit 2T10 $(1{,}57\,cm^2)$.

- Vérifications :

- Condition de non fragilité (Art 52 / CCBA68) :

$$A \geq b h \varphi_1 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$$A \geq 30 \times 37 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{40}{37}\right)^2 = 1,47 \text{ vérifiée.}$$

- Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} = \frac{1,5\,10^6 \times 1,6}{14} \times \frac{0,0256}{1,256} = 3603,184$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,62}{2 \times 3 \times 30} = 0,0256 \quad , \quad \sigma_1 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{16} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \qquad 2,81 > 0,085 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \qquad 0,066 > 0,0625 \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{4,62}{30 \times 37} = 0,00416 \leq \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,01$$

Vérification des contraintes :

$$\omega = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 37} = 0,416 \rightarrow \begin{cases} K = 35,6 \\ \mathcal{E} = 0,9012 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\mathcal{E} h A} = \frac{3,29\,10^5}{0,9012 \times 37 \times 4,62} = 2135,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2135,6}{35,6} = 59,9 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Effort tranchant

$T_{max} = 4{,}64\,t$, $\tau_b = \dfrac{T}{b \cdot z} = \dfrac{4{,}64\,10^3}{\frac{7}{8} \times 37 \times 30} = 4{,}77\ kg/cm^2$

$\bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 3{,}5 \times 5{,}9 = 20{,}65\ kg/cm^2$ vérifié

Armatures transversales :

$\sigma_{at} = f_{at}\,\sigma_{en}$, $f_{at} = 1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \dfrac{4{,}77}{9 \times 5{,}9} = 0{,}91$

d'où $\sigma_{at} = 2548\ kg/cm^2$

En prenant un cadre et 1 étrier $\phi = 6$ $\Rightarrow A_t = 1{,}13\ cm^2$.

d'où $t = \dfrac{A_t\, z\, \sigma_{at}}{T} = \dfrac{1{,}13 \times 32{,}37 \times 2548}{4640} = 20{,}08\ cm$.

Espacement admissible :

$t = \max \begin{cases} 0{,}2\,h = 0{,}2 \times 37 = 7{,}4\ cm \\ h\left(1 - \dfrac{0{,}3\,\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 37\left(1 - \dfrac{0{,}3 \times 4{,}77}{5{,}9}\right) = 28{,}025\ cm \end{cases}$

Nous prendrons donc $t = 20\ cm$

- Condition aux appuis :

$T + \dfrac{M}{z} = 4{,}64\,10^3 - \dfrac{1{,}16 \cdot 10^5}{\frac{7}{8}\,37} = 1056{,}98\ kg$

$A\,\bar{\sigma}_a = 1{,}57 \times 2800 = 4396 > 1056{,}98\ kg$

contrainte dans la bielle de béton :

$c \geq \dfrac{2\,T_{max}}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = \dfrac{2 \times 4{,}64\,10^3}{30 \times 69{,}5} = 4{,}5$ soit $c = 5\ cm$.

longueur de scellement : $l_d = \phi \cdot \dfrac{\bar{\sigma}_a}{4\,\bar{\tau}_d}$

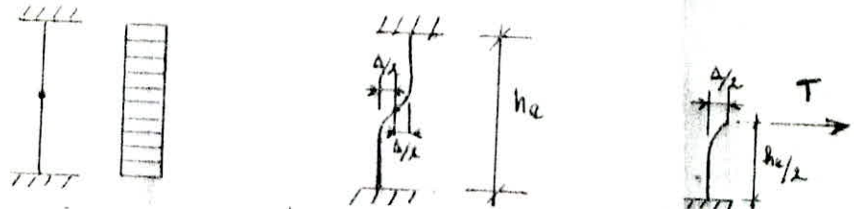
CHAPITRE : III

ETUDE AU SEISME

- Calcul à la rigidité.
- Etude Dynamique.
- Calcul des Caracteristiques Géométriques.
- Calcul au Seisme.
- Vérification au renversement.

3.1 - CALCUL A LA RIGIDITE

L'Effort tranchant de niveau, défini par la somme des forces horizontales appliquées aux étages supérieurs, représente l'élément actif de la sollicitation globale du portique.
Cet effort tranchant produit le déplacement relatif de niveau c'est à dire déplacement entre extrémités des poteaux.



La relation entre le déplacement Δ et l'effort tranchant T est connue à l'aide du « théorème de Castigliano »

$$\frac{\Delta}{2} = \frac{T\left(\frac{h_e}{2}\right)^3}{3EI} \quad \text{soit} \quad \Delta = \frac{T.h_e^3}{12EI}$$

où h_e : hauteur d'étage

I : moment d'inertie du poteau dans le plan du déplacement.

Δ : déplacement relatif du niveau des planchers

T : effort tranchant dans le poteau.

La relation entre Δ et T permet de définir une notion fondamentale pour le calcul des portiques : La rigidité relative de niveau. cette dernière représente l'effort tranchant qui produit un déplacement unitaire entre les extrémités des poteaux.

$$1 = R_{io}^{(1)} \frac{h_e^3}{12EI} \quad \text{soit} \quad R_{io}^{(1)} = \frac{12EI}{h_e^3}$$

en posant $i_p = \frac{I}{h_e}$ rigidité linéaire du poteau, on a : $R_{io} = \frac{12E}{h_e^2} . i_p$

La rigidité relative de niveau dans le cas où le poteau est encastré à une extrémité et articulé à l'autre est définie d'une manière analogue par: $\Delta = \frac{T\, h_e^3}{3EI}$

soit $R_{i\infty}^{(1)} = \frac{3E}{h_e^2}\, i_p$, $\left(R_{i\infty}^{(1)} = \frac{R_{i\infty}}{4} \right)$

Finalement la rigidité de l'effort tranchant se fait proportionnellement aux rigidités relatives de niveau, mais en réalité la rotation des nœuds entraîne une diminution des moments fléchissants dans les poteaux. Ce qui permet d'affirmer que la rigidité de la structure dans les portes est définie: $R_i = \rho\, R_{i\infty}$. $(\rho \leq 1)$

ρ étant un coefficient de réduction qui tient compte: De la rigidité géométrique et mécaniques des poutres et des poteaux et la variation de celle-ci sur la hauteur du bâtiment, en posant $K = \frac{i_{pt}}{\sum i_{poutres}}$

$\rho = \frac{1}{2(2+K)}$, poteau articulé en fondation.

$\rho = \frac{1}{1+4K}$, poteau encastré dans les poutres.

$\rho = \frac{2+K}{2(1+2K)}$, poteau semi-encastré en fondation.

Enfin la rigidité relative de Niveau du poteau est donnée par:

$$R_i = \rho \cdot R_{i\infty} = \frac{12\,E}{h_e^2} \cdot i_{pot} \cdot \rho$$

Par contre la rigidité de niveau du portique pour l'étage est définie par : $R_i^p = \sum R_i^n$.

En utilisant les notions de rigidité relative de niveau et l'effort tranchant de niveau, le déplacement relatif de l'étage se calcule par : $\Delta_i = \dfrac{T_i}{R_i^p}$

T_i est l'effort tranchant de niveau

$\Delta_i = v_i - v_{i-1}$

$f_i = \sum_{i=1}^{n} \Delta_i$: flèche au niveau i.

– Calcul pratique des portiques à noeuds rigides soumis à l'action des forces latérales :

Méthode de K. MUTO.

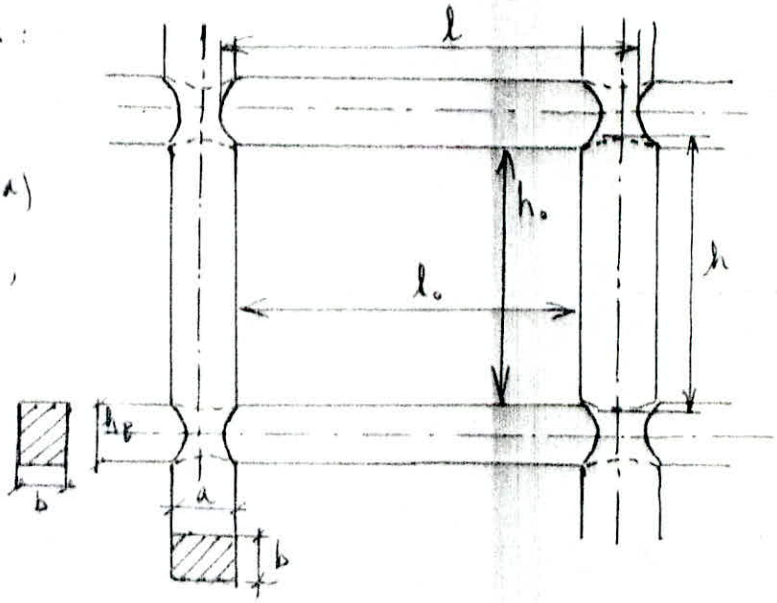
– Notations :

$l = l_0 + 2\dfrac{h_p}{4}$,

si $l \leq (l_0 + a)$

$h = h_0 + 2 \cdot \dfrac{a}{4}$,

si $h < h_0 + h_p$



– Valeurs à calculer :

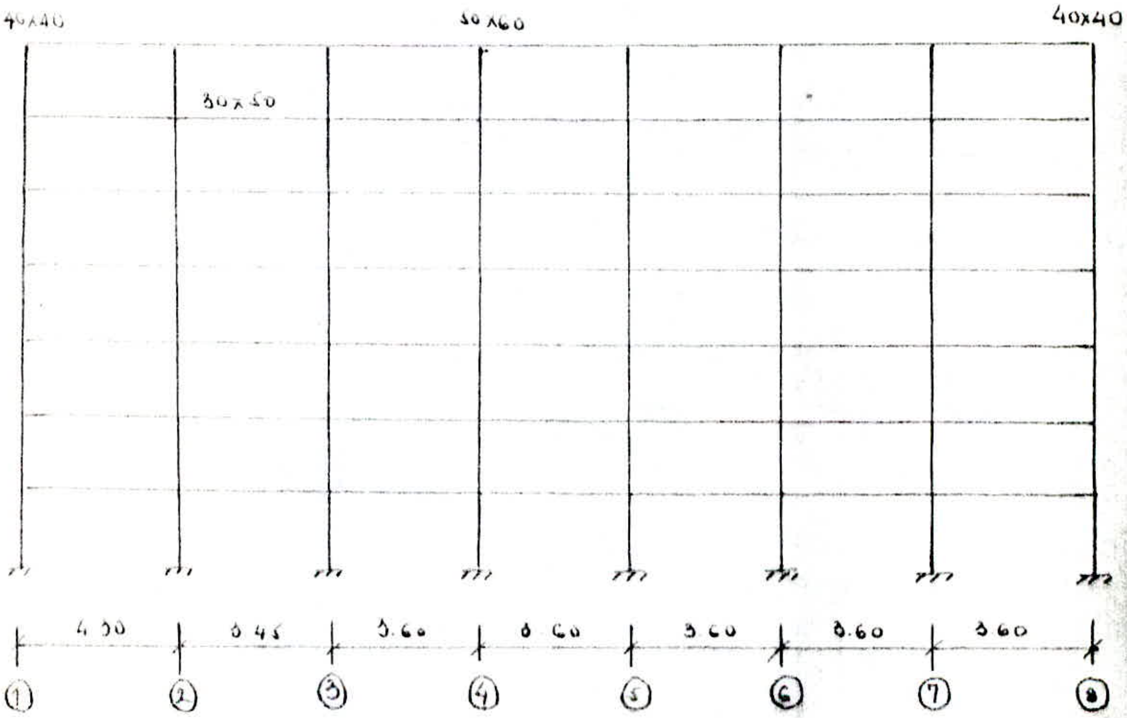
. moment d'inertie de chaque poteau : $I_{pot} = \dfrac{b\,a^3}{12}$

. Rigidité linéaire du poteau : $i_{pot} = \dfrac{I_{pot}}{h}$

- Moment d'inertie de la poutre : $I_{pout} = \frac{b\,h_p^3}{12}$
- Rigidité linéaire de la poutre $i_{pout} = \frac{I_{pout}}{l}$
- Degré d'encastrement des poteaux : $K = \frac{i_{pot}}{\sum i_{pout}}$
- Coefficient de rigidité des poteaux ρ
- Rigidité réelle des poteaux : $R_{pot} = \frac{12E}{h^2}\, i_{pot} \cdot \rho$

_ Valeur de Rigidités

3.1.1 _ Portique Longitudinal



3.1.1.1 Inertie Linéaire de poutre (30x50cm)

1 - Portique intermédiaire :

POUTRES	l (cm)	i_{poutre} (cm³)
1 - 2	410	762,19
2 - 3	320	976,56
3 - 4	335	932,83
4 à 8	340	919,11

2. Portique de rive -

POUTRES	l (cm)	i poutres (cm³)
1 - 2	415	753,01
2 - 3	330	946,96
3 - 4	345	905,79
7 à 8	345	905,79

3.1.1.2) Inertie linéaire des Poteaux : $\begin{cases} I_p^{40\times40} = 2,133\ 10^5\ cm^4 \\ I_p^{50\times60} = 6,25 . 10^5\ cm^4 \end{cases}$

, Niveaux 7 à 2

1- Portique Intermédiaire

Poteaux	h (cm)	i pot (cm³)
1	290	735,51
2 à 7	295	2118,64
8	290	735,51

2 - Portique de rive :

Poteaux	h (cm)	i pot. (cm³)
1	290	735,51
2 à 7	290	735,51
8	290	735,61

Rappelons que dans le tableau qui suivra et dans lequel vont être donnés les résultats du calcul à la rigidité, la valeur E (module d'élasticité longitudinal)

$E = 21.000 \sqrt{1,2 \times 275} = 381,48\ t/cm^2$.

3.11.3 – PORTIQUE INTERMEDIAIRE

NIVEAUX 7 à 2

file Pot.	h_{pot} (cm)	i_{pot} (cm³)	$K = \frac{i_{pot}}{\Sigma i_{poutres}}$	$\rho = \frac{1}{1+4K}$	$R_i = \frac{12E}{h^2_{pot}} \cdot i_{pot}\, \rho$
1	290	735,51	0,482	0,3412	13,68
2	295	2118,64	0,609	0,29	31,42
3	295	2118,64	0,5547	0,31	34,62
4,5,6,7	295	2118,64	0,56	0,305	34,07
8	290	735,51	0,4	0,384	15,37

$\Sigma R_i = 232,55$ t/cm

3.11.4 – PORTIQUE DE RIVE

file Pot.	h_{pot} (cm)	i_{pot} (cm³)	$K = \frac{i_{pot}}{\Sigma i_{poutres}}$	$\rho = \frac{1}{1+4K}$	$R_i = \frac{12E}{h^2_{pot}} \cdot i_{pot}\, \rho$
1	290	735,51	0,488	0,34	13,66
2	290	735,51	0,216	0,536	21,46
3	290	735,51	0,198	0,557	22,311
4,5,6,7	290	735,51	0,2	0,5518	22,09
8	290	735,51	0,4	0,38	15,25

$\Sigma R_i = 161,04$ t/m

D'où la rigidité totale de niveau dans le sens longitudinal qui est suivant sens X-X et où l'on dispose de 3 portiques intermédiaires et 2 portiques de rives :

$$K_x = 3 \times 232,35 + 2 \times 161,04 = 1019,13 \text{ t/cm.}$$

Faisons le même tableau pour le niveau Rez-de-chaussée (ce dernier a été isolé dans le 1er calcul du fait que les conditions d'appui changent, les poteaux de ce niveau se trouvent encastrés au sommet et articulés en fondation ⇒ ρ différent)

– Portique intermédiaire sens longitudinal

3.1.1.5 – NIVEAU RDC

N° de Poteaux	h_{pot} (cm)	I_{pot}	$K = \frac{i_{pot}}{\sum i_{pot}}$	$\rho = \frac{K+2}{2+4K}$	$R = \frac{12E}{h^2_{pot}} i_{pot} \cdot \rho$ (t/cm)
1	290	735,51	0,4649	0,5859	20,25
2	295	2118,64	1,218	0,4680	52,188
3	295	2118,64	1,109	0,4830	53,828
4,5,6,7	295	2118,64	1,135	0,4790	53,40
8	290	735,51	0,8	0,5380	21,55

$\sum R_i = 362,22$ t/cm

3.1.1.6.

– Portique de rive NIVEAU RDC sens long.

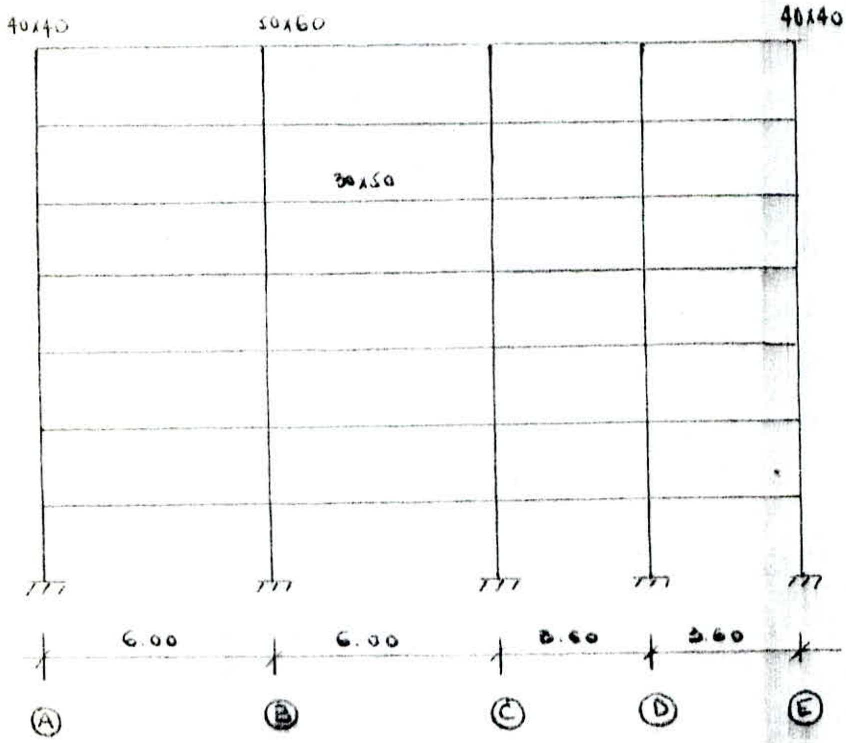
N° de Poteaux	h_{pot} (cm)	I_{pot}	$K = \frac{i_{pot}}{\sum i_{pot}}$	$\rho = \frac{K+2}{2+4K}$	$R = \frac{12E}{h^2_{pot}} i_{pot} \cdot \rho$
1	290	735,51	0,376	0,604	20,17
2	290	735,51	0,432	0,652	26,11
3	290	735,51	0,396	0,6685	26,76
4,5,6,7	290	735,51	0,406	0,666	26,69
8	290	735,51	0,812	0,538	21,557

$\sum R_i = 201,35$ t/cm

La rigidité totale du niveau 1 est :

$$R = 3 \times 362,22 + 2 \times 201,35 = 1489,36 \text{ t/cm}$$

3.1.2 – Portique sens transversal :



3.1.2.1 –

1 – Portique Intermédiaire

POUTRES	l (cm)	i poutre (cm³)
A - B	575	543,47
B - C	565	553,09
C - D	325	961,54
D - E	335	932,83

I poutre : 3,125 10^5 cm⁴.

2 – Portique de rive

I poutre : $3,125.10^5$ cm⁴.

POUTRES	l (cm)	i poutre (cm³)
A - B	585	534,18
B - C	585	534,18
C - D	345	905,79
D - E	345	905,79

3.1.2.2 Poteaux $I_{pot}^{40\times40} = 2{,}133.10^5$ cm⁴ , $I_{pot}^{50\times50} = 8.10^5$ cm⁴

1 – Portique intermédiaire

Poteaux	h (cm)	i pot (cm³)
A	295	723,05
B, C, D	300	3000
E	290	723,05

2 – Portique de rive

Poteaux	h (cm)	i (pot) cm³
A	290	735,51
B, C, D	290	735,51
E	290	735,51

3.1.2.3 – Rigidité du portique Intermédiaire : (Niveaux 7 à 2)

file de Pot.	h pot (cm)	i pot cm³	$k = \frac{i_{pt}}{\Sigma i_{pt}}$	$\rho = \frac{1}{1+4k}$	$R = \frac{12E}{h^2_{pt}} \cdot i_{pt} \cdot \rho$ (t/cm)
A	295	723,05	0,665	0,273	10,389
B	300	3000	1,367	0,154	23,579
C	300	3000	0,99	0,2	30,75
D	300	3000	0,79	0,239	36,61
E	290	723,05	0,387	0,392	15,43

$\Sigma R_i = 116{,}757$ t/cm

3.1.2.4 – Rigidité du portique de rive

NIVEAUX (7 à 2)

file de Pot.	h pot (cm)	i pot (cm³)	$k = \frac{i_{pt}}{\Sigma i_{pt}}$	$\rho = \frac{1}{1+4k}$	$R = \frac{12E}{h^2_{pt}} i_{pt} \cdot \rho$ (t/cm)
A	290	753,51	0,688	0,266	10,66
B	290	753,51	0,344	0,420	16,84
C	290	753,51	0,255	0,496	19,8
D	290	753,51	0,2	0,55	22,1
E	290	753,51	0,4	0,381	15,25

$\Sigma R_i = 84{,}65$ t/cm

La rigidité totale du niveau : $R = 6\times116{,}757 + 2\times84{,}65 = 869{,}84$ t/cm.

– Rigidité du Niveau (1) Rez de chaussée : (sens transversal)

3.1.2.5 – Portique intermédiaire :

file Pot	h_{pot} (cm)	i_{pot} (cm³)	$K = \frac{i_{pt}}{2\, i_{pot}}$	$\rho = \frac{K+2}{2+4K}$	$R = \frac{12E}{h^2_{pot}} i_{pot}\, \rho$
A	295	723,05	1,33	0,455	17,302
B	300	3000	2,734	0,3659	55,833
C	300	3000	1,90	0,401	61,22
D	300	3000	1,58	0,43	65,65
E	290	723,05	0,777	0,544	21,42

$\Sigma R_i = 221,425$ t/cm

3.1.2.6 – Portique de rive

file Pot.	h_{pot} (cm)	i_{pot} (cm³)	$K = \frac{i_{pt}}{2\, i_{pot}}$	$\rho = \frac{K+2}{2+4K}$	$R = \frac{12E}{h^2_{pot}} i_{pot}\, \rho$
A	290	735,51	1,376	0,449	18,003
B	290	735,51	0,688	0,565	22,64
C	290	735,51	0,51	0,621	24,87
D	290	735,51	0,4	0,666	26,69
E	290	735,51	0,8	0,538	21,54

$\Sigma R_i = 113,742$ t/cm

La rigidité totale du niveau (1) est :

$$R = 6 \times 221,425 + 2 \times 113,742 = 1556,034 \text{ t/cm}$$

3.2 - ETUDE DYNAMIQUE

- Introduction :

Lorsqu'une structure se trouve à une excitation variable dans le temps, elle effectue tout d'abord et tant que dure l'excitation, une série d'oscillations forcées, régies par des lois assez complexes. Ils leur succèdent dès que l'oscillation a pris fin des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir rapidement.

La connaissance cinématique de la réponse d'une structure à une excitation donnée permet la connaissance de l'état de contrainte à tout instant dans cette structure ; cette connaissance n'est pas toujours évidente.

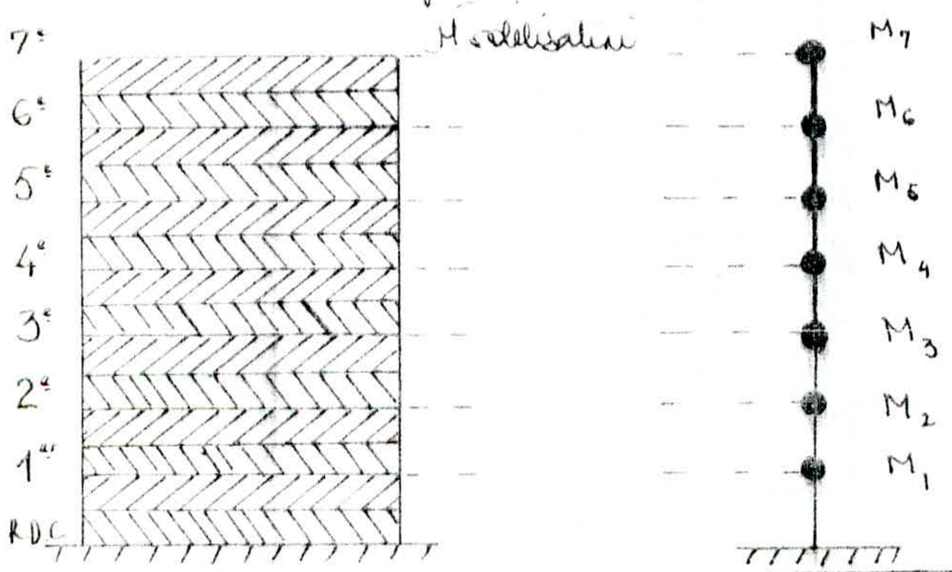
Pour notre cas on supposera que notre structure est élastique c'est à dire qu'il y a proportionnalité entre efforts et déformations, et linéaire : déformations toujours proportionnelles aux forces appliquées indépendamment des changements susceptibles d'intervenir dans la géométrie de la structure.

- Schématisation (Modélisation) :

Pour avoir la meilleure approximation possible dans les calculs on a intérêt à choisir un modèle mathématique aussi proche que possible du système réel.

On supposera nos planchers rigides (ce qui est très admissible vis à vis des composantes horizontales du séisme) et on supposera que les masses des étages sont concentrées au niveau du centre de gravité de nos planchers et on se ramène ainsi à un système à un nombre fini de degrés de liberté en négligeant les effets de rotation des masses autour d'axes horizontaux et verticaux et en négligeant les déplacements verticaux des éléments soumis à une excitation horizontale.

On aboutit à un schéma dans lequel la structure est représentée sous n masses effectuant des oscillations planes dans lesquelles les déplacements se réduisent à des translations horizontales, dans le plan de la figure, le système présente alors autant de degrés de liberté que de masses en oscillations.



3.2.2 Méthode de calcul

- La méthode de RAYLEIGH (ou énergétique) :

Cette méthode approchée ramène l'étude de la structure réelle à une structure ne possédant qu'un seul degré de liberté, elle est seulement utilisée pour trouver la première pulsation propre.

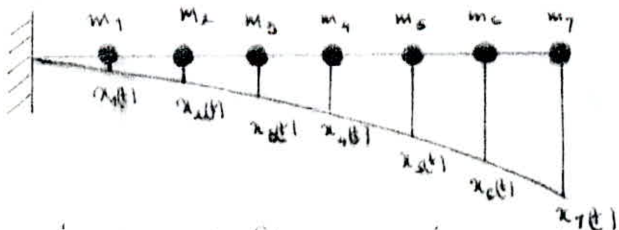
La méthode de Rayleigh repose sur le principe de conservation de l'énergie, l'énergie totale d'un système non amorti et libre de se mouvoir, est constante.

$$E_{tot} = E_c(t) + E_p(t) = \text{Constante} \qquad (1)$$

$E_c(t)$: énergie cinétique

$E_p(t)$: énergie potentielle à un instant t.

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté les masses : $m_1, m_2, \ldots, m_n$, ayant les élongations $x_1(t), x_2(t), \ldots, x_n(t)$ mesurées à partir de direction des charges et de la position d'équilibre statique.



Les 2 énergies pouvant être exprimées sous la forme :

$$\begin{cases} E_c(t) = \dfrac{1}{2} \displaystyle\sum_{k=1}^{n} m_k \, \dot{x}_k^2(t) & (2) \\ E_p(t) = \dfrac{1}{2} \displaystyle\sum G_k \, x_k(t) & (3) \end{cases}$$

avec $G_k = m_k g$; Charges gravitationnelles correspondantes aux masses du système.

Dans le cas du mode fondamental, les solutions sont des harmoniques simples :

$$x_k(t) = x_k \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \quad (4) \qquad k = 1, 2, \ldots, n.$$

et où x_k représente l'amplitude maximale, ω_1 la pulsation fondamentale et φ_1 le déphasage du mode fondamental.
En substituant (4) dans les expressions des énergies (2) et (3) on aboutit à :

$$E_c(t) = \frac{1}{2}\omega_1^2 \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1)\sum_{k=1}^{n} m_k x_k^2 = E_c^{max} \cdot \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \quad (5)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2}\sin^2(\omega_1 t + \varphi_1)\sum_{k=1}^{n} G_k x_k = E_p^{max} \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \quad (6)$$

On constate que pendant le mouvement oscillatoire le système passe par 2 positions extrêmes, à cet instant $E_c = 0$ car ($\dot{x}(t) = 0$) et E_p est maximum (car $x(t) = x$ élongation maximale du mouvement), de même le système passe par la position d'équilibre statique, à cet instant E_c est maximale ($\dot{x}(t) = \dot{x}$) tandis que l'énergie potentielle à ce même moment est nulle $E_p = 0$ ($x(t) = 0$), finalement à la lumière de ces observations on peut écrire :

$$E_{tot.} = 0 + E_p^{max} = E_c^{max} + 0 = \text{constante}$$

$$\text{soit :} \qquad E_p^{max} = E_c^{max} \quad (7)$$

En remplaçant les valeurs maximales des énergies dans l'expression (7) on obtient : $\frac{1}{2}\sum_{k=1}^{n} G_k \cdot x_k = \frac{1}{2}\omega_1^2 \sum_{k=1}^{n} m_k x_k^2$ (8)
d'où RAYLEIGH a pu tirer l'expression de la pulsation fondamentale :

$$\omega_{1,R}^2 = \frac{\sum_{k=1}^{n} G_k \cdot x_k}{\sum_{k=1}^{n} m_k \cdot x_k^2}$$

Pour calculer la pulsation avec cette formule, il faut connaître la forme de la déformée du système (les valeurs de x_k) cependant la déformée ne peut être déterminée que par la résolution de l'équation différentielle, c'est-à-dire par des méthodes précises exigeant de gros calculs.

Pour établir la formule approchée, on supposera que la déformée est approchée à celle obtenue en appliquant une force unitaire au sommet du système où l'on prend pour déplacement x_k les déplacements v_i déterminés par la méthode de MUTO en imaginant des forces statiques horizontales au niveau des masses et ayant pour intensité : $G_i = m_i g$.

ainsi la période fondamentale sera ;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} m_i v_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} m_i v_i}} \qquad (10)$$

La précision des résultats obtenus avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique, cette précision peut être améliorée en utilisant un procédé itératif de correction de la forme choisie.

- Procédé Itératif.

- On calcul le coefficient adimentionnel e

$$e_{1i} = \frac{v_{oi}}{v_{on}}$$, v_{on} : flèche au sommet de la console.

- La première correction consiste à calculer une nouvelle force F : $F_{1i} = e_{1i} \cdot G_i$

les indices 1 et i désignent : le premier le numéro de la correction, le second la côte à laquelle est situé e ou F.

- Avec les nouvelles forces, on calcule les déplacements v_{1i} et on déduit : $e_{2i} = \dfrac{v_{1i}}{v_{1n}}$

la 2ème correction consiste à calculer une deuxième force F_{2i} : $F_{2i} = e_{2i} \cdot G_i$ qui nous donnera v_{2i}.

Ce procédé itératif est rapidement convergent et le nombre d'itérations dépend de la précision recherchée ;

les opérations seront arrêtées lorsque : $e_{ni} \simeq e_{(n-1)i}$

En utilisant les coefficients [illegible] des relations précédentes on aboutit à la relation suivante :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{V_{nn}} \quad (11)$$

où V_{nn} : est le déplacement de la $n^{ième}$ masse, donné par la dernière itération.

- Étape de calcul :

- on calculera : $\Delta_i = \dfrac{T_i}{R_i}$ où
  - T_i : effort tranchant du Niveau considéré
  - R_i : rigidité du Niveau considéré
  - Δ_i : déplacement relatif du Niveau

- on détermine les déplacements statiques

$$v_i = \sum \Delta_i \quad \text{(déplacement Absolu)}$$

- on calcule ensuite le coefficient $e = \dfrac{v_{0i}}{v_{0n}}$

3.2.3- Détermination des masses G_i :

3.2.3.1_ Niveau 8

Acrotère : $187,5\,(25,75 + 19,2) \times 2 = 16,85\ t$

Plancher : $589 \times 25,75 \times 19,2 = 291,2\ t$

Poteaux : $22 \times 1,5\,(0,4)^2 \times 2500 + 18 \times 1,5 \times (0,5 \times 0,6) \times 2500 = 33,45\ t$

Maçonnerie : $231\,(22,25 + 16,8) \times 2 \times 1,5 = 27\ t$

retombée : $(22,25 \times 8 + 22,95 \times 2) \times 0,3 \times 0,3 \times 2500$

$+ (16,8 \times 6 + 17,6 \times 2) \times 0,3 \times 0,3 \times 2500 = 55,9\ t$

Voile (Ascenceur) : $(2 \times 2,45 \times 0,2 + 0,55 \times 2 \times 0,2 + 2,2 \times 0,2) \times 4,66 \times 2500 =$

$= 443,5\ t$

3.2.3.2_ Niveau 7 :

Plancher : $456,5\,(25,75 \times 19,2 - 7,75 \times 6) = 204,46\ t$

Dalle : $641,5 \times 7,75 \times 6 = 29,83\ t$

Poteau : $33,45 \times 2 = 66,9\ t$

Maçonnerie : $2 \times 27 = 54\ t$

retombée : $55,9\ t$

Voile : $(2 \times 2,45 \times 0,2 + 0,55 \times 2 \times 0,2 + 0,2 \times 2,2) \times 3 \times 2500 = 12,3\ t$

soit au total : $423,39\ t$

D'après l'article 3.315 RPA 81 :

On doit prendre 60% de la surcharge d'exploitation

Plancher terrasse $\frac{120 \times 485,47}{2} = 29,12\ t$

$P_{niv} = 74,16\ t$

d'où charge soumise au séisme : $\begin{cases} P_{terr.} = 472,62\ t \\ P_{niv} = 497,55\ t \end{cases}$

3.2.4 - Sens Longitudinal

1ère Itération :

Niveau	G_i^I (t)	$T_i = \sum G_i^I$	R_i t/cm	$\Delta_i = \frac{T_i}{R_i}$ cm	$V_i^I = \sum \Delta_i$ cm	$e^I = \frac{V_i^I}{\sum \Delta_i}$
VII	472,62	472,62	1019,13	0,463	12,432	1
VI	497,55	970,17	1019,13	0,951	11,969	0,962
V	497,55	1467,72	1019,13	1,449	11,018	0,886
IV	497,55	1965,27	1019,13	1,928	9,569	0,769
III	497,55	2462,82	1019,13	2,416	7,641	0,614
II	497,55	2960,37	1019,13	2,904	5,225	0,420
I	497,55	3457,92	1489,36	2,321	2,321	0,186

2ème Itération :

Niveau	G_i^{II} (t)	$T_i^{II} = \sum G_i^{II}$	R_i (t/cm)	$\Delta_i^{II} = \frac{T_i^{II}}{R_i}$ cm	$V_i^{II} = \sum \Delta_i^{II}$	$e^{II} = \frac{V_i^{II}}{\sum \Delta_i^{II}}$
VII	472,62	472,62	1019,13	0,463	10,389	1
VI	478,64	951,263	1019,13	0,933	9,9261	0,955
V	440,829	1392,09	1019,13	1,366	8,993	0,865
IV	382,61	1774,706	1019,13	1,741	7,627	0,734
III	305,49	2080,2	1019,13	2,041	5,886	0,566
II	208,97	2289,17	1019,13	2,246	3,8451	0,37
I	92,54	2381,71	1489,36	1,599	1,5991	0,154

3ème Itération :

Niveau	G_i^{III} (t)	$T_i^{III} = \sum G_i^{III}$	R_i (t/cm)	$\Delta_i^{III} = \frac{T_i^{III}}{R_i}$	$V_i^{III} = \sum \Delta_i$	$e_i^{III} = \frac{V_i^{III}}{\sum \Delta_i}$
VII	472,62	472,62	1019,13	0,463	10,141	1
VI	475,16	947,78	1019,13	0,929	9,678	0,954
V	430,38	1378,16	1019,13	1,352	8,749	0,862
IV	365,2	1743,36	1019,13	1,71	7,397	0,729
III	281,61	2024,97	1019,13	1,986	5,687	0,561
II	184,09	2209,06	1019,13	2,167	3,7016	0,365
I	76,62	2285,68	1489,36	1,534	1,534	0,151

4e Itération :

Niveau	G_i^{IV} (t)	$T_i^{IV} = \sum G_i^{IV}$	R_i t/cm	$\Delta_i^{IV} = \frac{T_i^{IV}}{R_i}$	$V_i^{IV} = \sum \Delta_i$	$e_i^{IV} = \frac{V_i^{IV}}{\sum \Delta_i}$
VII	472,62	472,62	1019,13	0,463	10,113	1
VI	474,66	947,28	1019,13	0,929	9,65	0,954
V	428,88	1376,16	1019,13	1,35	8,721	0,862
IV	362,71	1738,87	1019,13	1,706	7,371	0,729
III	279,12	2017,99	1019,13	1,98	5,665	0,56
II	181,6	2199,59	1019,13	2,158	3,685	0,364
I	75,13	2274,72	1489,36	1,527	1,527	0,151

5e Itération :

Niveau	G_i^{V} (t)	$T_i^{V} = \Sigma G_i^{V}$	R_i	$\Delta_i^{V} = \frac{T_i^{V}}{R_i}$	$V_i^{V} = \Sigma \Delta_i$	$e_i^{V} = \frac{V_i^{V}}{\Sigma \Delta_i}$
VII	472,62	472,62	1019,13	0,463	10,11	1
VI	474,66	947,28	1019,13	0,929	9,647	0,954
V	428,88	1376,16	1019,13	1,35	8,718	0,862
IV	362,71	1738,87	1019,13	1,706	7,368	0,729
III	278,62	2017,5	1019,13	1,979	5,662	0,56
II	181,1	2198,61	1019,13	2,157	3,683	0,364
I	75,13	2273,74	1489,36	1,526	1,526	0,151

On remarque que le coefficient $e_i^{I} = e_i^{IV}$, le processus converge au niveau de la 5ème Itération dans la période dans le sens longitudinal est : $T_x = 0,2\sqrt{V_7^{I}} = 0,2\sqrt{10,11} = 0,636$ s

$T_x = 0,636$ secondes.

3.2.5 - Sens Transversal

1ère Itération

Niveau	G_i^{I} (t)	$T_i^{I} = \sum G_i^{I}$	R_i t/cm	$\Delta_i^{I} = \frac{T_i^{I}}{R_i}$	$Y_i^{I} = \sum \Delta_i$ cm	$e_i^{I} = \frac{Y_i^{I}}{\sum \Delta_i^{I}}$
VII	472,62	472,62	869,84	0,543	14,06	1
VI	497,55	970,17	869,84	1,115	13,51	0,96
V	497,55	1467,72	869,84	1,687	12,402	0,882
IV	497,55	1965,27	869,84	2,259	10,715	0,762
III	497,55	2462,82	869,84	2,831	8,456	0,601
II	497,55	2960,37	869,84	3,403	5,625	0,4
I	497,55	3457,92	1556,052	2,222	2,222	0,158

2e Itération

Niveau	G_i^{II}	$T_i^{II} = \sum G_i^{II}$	R_i t/cm	$\Delta_i^{II} = \frac{T_i^{II}}{R_i}$	$Y_i^{II} = \sum \Delta_i$ cm	$e_i^{II} = \frac{Y_i^{II}}{\sum \Delta_i}$
VII	472,62	472,62	869,84	0,543	11,752	1
VI	477,64	950,268	869,84	1,092	11,208	0,953
V	438,84	1389,1	869,84	1,597	10,11	0,86
IV	379,13	1768,2	869,84	2,032	8,519	0,724
III	299,02	2067,22	869,84	2,376	6,488	0,552
II	199,02	2266,24	869,84	2,605	4,112	0,349
I	78,61	2344,85	1556,052	1,507	1,507	0,1282

3e Itération :

Niveau	$\overset{III}{G_i}$ (t)	$\overset{III}{T_i} = \sum \overset{III}{G_i}$	R_i (t/cm)	$\overset{III}{\Delta_i} = \frac{\overset{III}{T_i}}{R_i}$	$\overset{III}{V_i} = \sum \Delta_i$	$\overset{III}{e_i} = \frac{\overset{III}{V_i}}{\sum \Delta_i}$
VII	472,62	472,62	869,84	0,543	11,468	1
VI	474,16	946,78	869,84	1,088	10,925	0,952
V	427,89	1374,67	869,84	1,58	9,83	0,857
IV	360,22	1734,89	869,84	1,994	8,257	0,72
III	274,64	2009,53	869,84	2,31	6,263	0,546
II	173,64	2183,17	869,84	2,509	3,953	0,344
I	63,78	2246,95	1556,052	1,444	1,444	0,126

4e Itération :

Niveau	$\overset{IV}{G_i}$ (t)	$\overset{IV}{T_i} = \sum \overset{IV}{G_i}$	R_i (t/cm)	$\overset{IV}{\Delta_i} = \frac{\overset{IV}{T_i}}{R_i}$	$\overset{IV}{V_i} = \sum \overset{IV}{\Delta_i}$	$\overset{IV}{e_i} = \frac{\overset{IV}{V_i}}{\sum \Delta_i}$
VII	472,62	472,62	869,84	0,543	11,434	1
VI	473,66	946,28	869,84	1,087	10,891	0,952
V	426,4	1372,68	869,84	1,578	9,804	0,857
IV	358,23	1730,91	869,84	1,989	8,226	0,719
III	271,66	2002,57	869,84	2,302	6,237	0,545
II	171,15	2173,7	869,84	2,498	3,935	0,344
I	62,69	2236,39	1556,052	1,437	1,437	0,125

5e Itération :

Niveau	G_i^{V} (t)	$T_i^{V} = \sum G_i^{V}$	R_i (t/cm)	$\Delta_i^{V} = \frac{T_i^{V}}{R_i}$	$V_i^{V} = \sum \Delta_i$	$e_i^{V} = \frac{V_i^{V}}{\sum \Delta_i^{V}}$
VII	472,62	472,62	869,84	0,543	11,432	1
VI	473,66	946,28	869,84	1,087	10,89	0,952
V	426,4	1372,67	869,84	1,578	9,802	0,857
IV	357,74	1730,4	869,84	1,989	8,224	0,719
III	271,16	2001,56	869,84	2,301	6,235	0,545
II	171,15	2172,71	869,84	2,498	3,934	0,344
I	62,19	2234,9	1556,052	1,436	1,436	0,125

De la même manière, nous constatons que $e_i^{V} = e_i^{IV}$ donc le processus converge à la 5e itération et la période dans le sens transversal est donnée par :

$$T_y = 0,2\sqrt{V_7^{V}} = 0,2\sqrt{11,432} = 0,676 \text{ secondes.}$$

Remarque.

Il est aussi plausible de constater la validité de la formule empirique du R.P.A 91 Art 3.3.1.2.2, dans son estimation de la période ($T = 0,1N$) pour les bâtiments dont le système de contreventement est à ossature autostable. En effet nous trouvons des valeurs de la période $T_x = 0,66$ s, alors que la formule l'estime ($T_y = 0,71$ s) à $T = 0,1 \times N = 0,1 \times 7 = 0,7$ s ce qui est très proche de la réalité.

3.2.6 — Etude du 2e mode : VIANELLO - STODOLA

On connait le 1er mode de vibration (fondamental)

- Soit $\overset{\circ}{x}_{2j}$ une expression approximative pour le 2e mode, elle peut être écrite sous la forme

$$\overset{\circ}{x}_{2j} = x_{2j} + a_1 x_{1j} \qquad (1')$$

x_{2j} : représente la forme exacte du 2e mode (à déterminer)

x_{1j} : la forme exacte du 1er mode connu.

On multiplie la relation (1') par $G_j x_{1j}$ et on fait la somme des produits ainsi obtenus :

$$\sum_{j=1}^{n} G_j \overset{\circ}{x}_{2j} x_{1j} = \sum_{j=1}^{n} G_j x_{2j} x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^{n} G_j x_{1j}^2$$

La propriété d'orthogonalité nous donne :

$$\sum G_j x_{1j} \cdot x_{2j} = 0 \quad \text{d'où} \quad a_1 = \frac{\sum_{j=1}^{n} G_j \cdot x_{1j} \cdot \overset{\circ}{x}_{2j}}{\sum_{j=1}^{n} G_j \cdot x_{1j}^2}$$

- On calcule ensuite les ordonnées du 2e mode

$$\overset{1}{x}_{2j} = \overset{\circ}{x}_{2j} - a_1 x_j$$

et les forces : $M_{2j}^{(1)} = M_j x_{2j}^{(1)} = \dfrac{G_j}{g} \cdot x_{2j}^{(1)}$

- On détermine les déplacements $x_{2j}^{(2)}$

- Et enfin la pulsation : $\bar{\omega}_2^2 = \dfrac{x_{2j}^{(1)}}{x_{2j}^{(2)}}$

ou encore $\bar{\bar{\omega}}_2^2 = \dfrac{\sum x_{2j}^{(1)}}{\sum x_{2j}^{(2)}}$ avec : $\bar{\omega}_2^2 \leq \omega_2^2 \leq \bar{\bar{\omega}}_2^2$

Les valeurs de $\overset{\circ}{x}_{2j}$ sont données dans le tableau au lieu de considérer une déformée arbitraire, on considère la déformée du 2e mode déterminée à un facteur près, pour cela on utilise les valeurs données par le tableau de PETROVICI (ordonnées de la forme réduite 2e Mode)

3.2.6.1- sens longitudinal :

2ᵉ MODE

Z/h	x^{0}_{2j}	G_j (t)	x_{1j}	$G_j\, x_{1j}\, x^{0}_{2j}$	$G_j\, x^{2}_{1j}$	$x^{(1)}_{2j}$	$M^{(1)}_{2j}$	$T = \sum M^{(1)}_{2j}$	$\Delta_{2j} = \frac{T}{K}$	$X^{(2)}_{2j} = \sum \Delta_{2j}$ (cm)
1	-1	472,62	1	-472,62	472,62	-0,829	-39,95	-39,95	-0,039	-0,11
0,857	-0,7812	497,55	0,954	-370,80	452,82	-0,618	-31,36	-71,31	-0,07	-0,071
0,714	-0,2211	497,55	0,863	-94,82	369,70	-0,074	-3,75	-75,06	-0,073	-0,001
0,571	0,4356	497,55	0,729	157,99	264,41	0,56	28,4	-46,66	-0,045	0,072
0,428	0,902	497,55	0,56	251,32	156,03	0,997	50,59	3,933	0,0038	0,117
0,285	0,9739	497,55	0,364	176,38	65,92	1,0359	52,54	56,47	0,055	0,114
0,142	0,6202	497,55	0,151	46,59	11,34	0,646	32,77	89,24	0,059	0,059
Σ				-305,96	1792,84					

$$a_1 = \frac{\sum_1^n G_j\, x_{1j}\, x^{0}_{2j}}{\sum G_j\, x^{2}_{1j}} = -0,1706$$

$$x^{(1)}_{2j} = x^{0}_{2j} - a_1\, x_{1j}$$

3.2.6.2. Sens transversal :

2° MODE

Z/h	$\overset{0}{x}_{2j}$	G_j	x_{1j}	$G_j x_{1j} \overset{0}{x}_{2j}$	$G_j x_{1j}^2$	$\overset{1}{x}_{2j}$	$M_{2j}^{(1)}$	$T=\sum M_{2j}^{(1)}$	$\Delta_{2j}=\frac{T}{R}$	$\overset{2}{x}_{2j}=\sum \Delta_{2j}$ (cm)
1	-1	472,62	1	-472,62	472,62	-0,812	-39,12	-39,12	-0,045	-0,123
0,857	-0,7812	497,55	0,952	-370,03	450,93	-0,602	-30,54	-69,66	-0,08	-0,078
0,714	-0,2211	497,55	0,857	-94,27	365,42	-0,059	-3,04	-72,7	-0,083	0,002
0,571	0,4356	497,55	0,719	155,83	257,21	0,57	28,94	-43,75	-0,05	0,085
0,428	0,902	497,55	0,545	244,59	147,78	1,004	50,944	7,19	0,0082	0,135
0,285	0,9739	497,55	0,344	166,69	58,87	1,038	52,67	59,86	0,068	0,12
0,142	0,6202	497,55	0,125	38,57	7,77	0,6437	32,64	92,5	0,059	0,059
				-331,24	1760,6					

$$a_1 = \frac{\sum_1^7 G_j x_{1j} \overset{0}{x}_{2j}}{\sum G_j x_{1j}^2} = -0,188$$

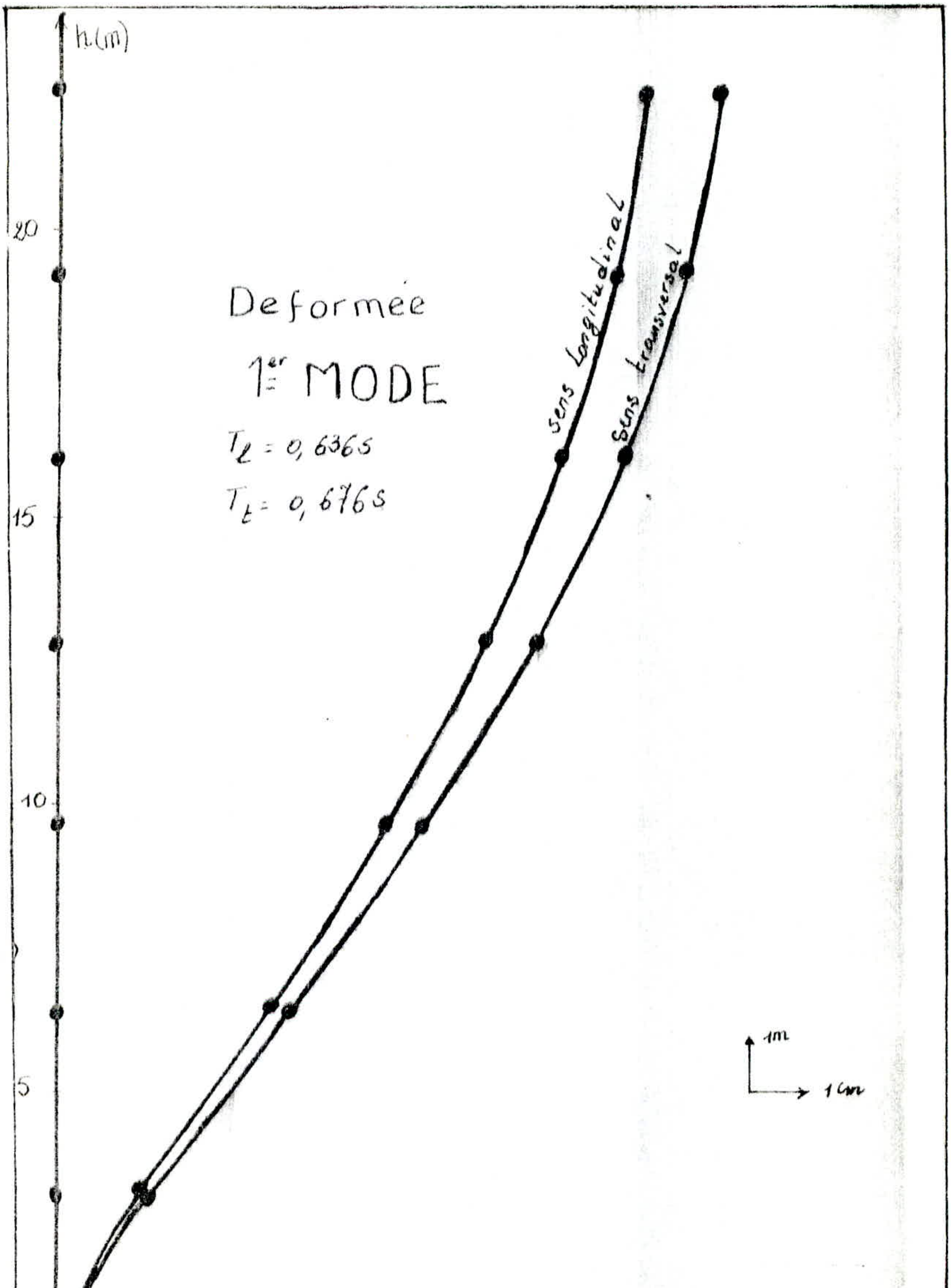
$$\overset{1}{x}_{2j} = \overset{0}{x}_{2j} - a_1 x_{1j}$$

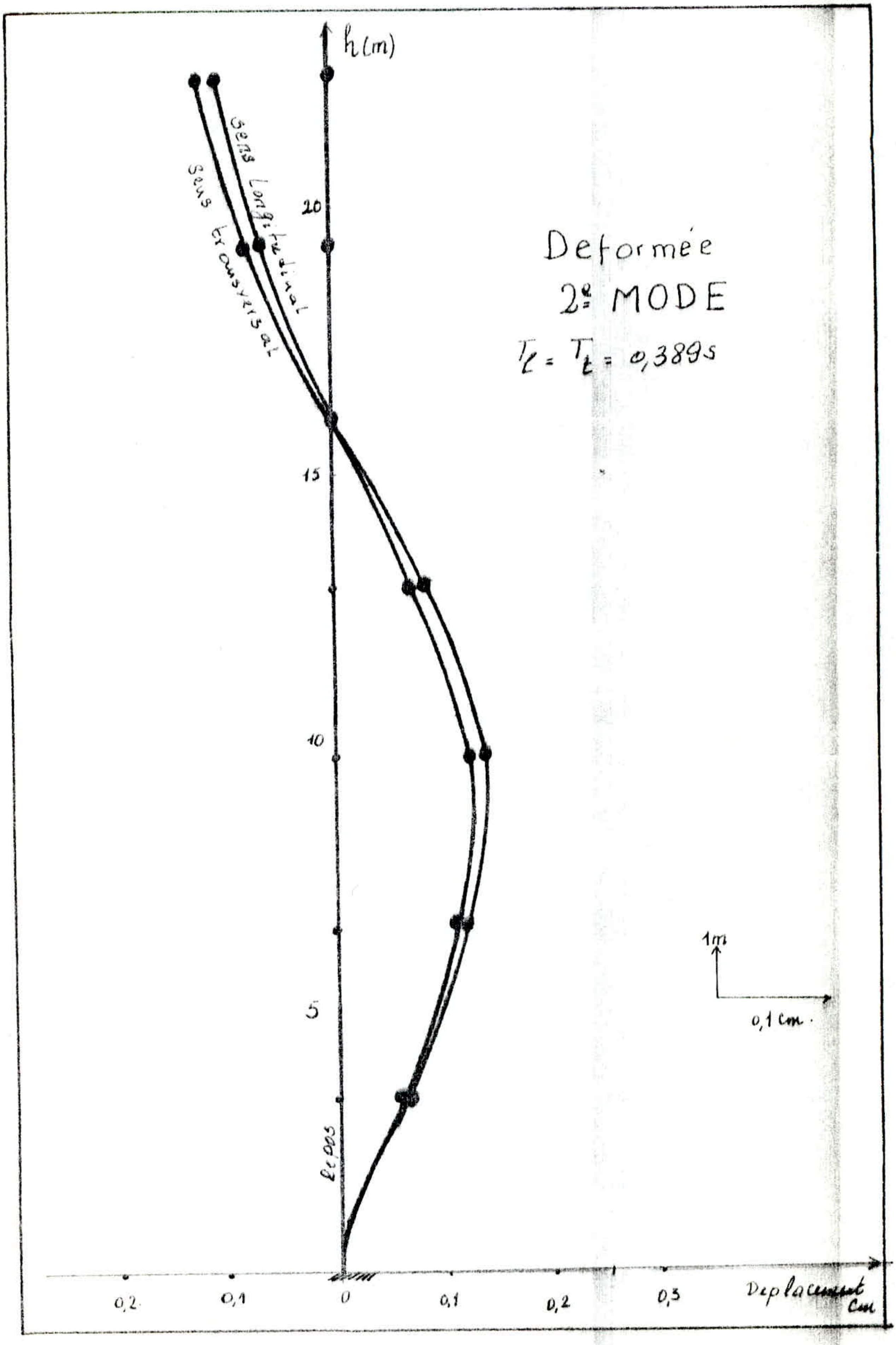
- Conclusion :

Vu les déplacements très faibles obtenus, on ne tiendra pas compte du 2e mode pour la combinaison quadratique des Efforts.

résultat

	sens longitudinal	sens Transversal
$\omega_2 = \bar{\bar{\omega}}_2$	16,14 rd/s	16,11 rd/s
$T_2 = \bar{\bar{T}}_2$	0,389 s.	0,389 s.


h(m)
20
15
10
5
Repos
5
10
Deplacement V cm
Deformée
1er MODE
$T_l = 0,636s$
$T_t = 0,676s$
sens Longitudinal
sens transversal
1m
1cm


h(m)
Sens Longitudinal
Sens transversal
Deformée
2e MODE
$T_l = T_t = 0,389s$
20
15
10
5
Recoos
1m
0,1 cm.
0,2
0,1
0
0,1
0,2
0,3
Deplacement cm

3.3 — CALCUL DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

3.3.1 — Centre d'Inertie :

$$X_i = \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}} \quad , \quad Y_i = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}}$$

Poteau 60x50 : $I_x = 0{,}009\ m^4$ et $I_y = 0{,}00625\ m^4$

Poteau 40x40 : $I_x = I_y = 0{,}002133\ m^4$.

$\sum I_x = 0{,}2099\ m^4$, $\sum I_y = 0{,}1594\ m^4$

$$X_i = \frac{(3\times0{,}009 + 2\times0{,}002133)(4{,}3+7{,}95+11{,}55+14{,}95+18{,}55+22{,}15)+25{,}75\times5\times0{,}002133}{0{,}2099} = 13{,}146\ m$$

$$Y_i = \frac{(2\times0{,}002133+6\times0{,}00625)(6+12+15{,}6)+(8\times0{,}00213)\times18{,}2}{0{,}1584} = 10{,}859\ m$$

$$\begin{cases} X_i = 13{,}146\ m \\ Y_i = 10{,}859\ m \end{cases}$$

3.3.2 — Centre de Masse :

3.3.2.1 - Surface du plancher $= 494{,}4\ m^2$ et $G = 589\ kg/m^2$ (terrasse)

$$X_i = \frac{494{,}4\times589\times12{,}875}{494{,}4\times589} = 12{,}875\ m$$

$$Y_i = \frac{494{,}4\times589\times9{,}60}{494{,}4\times589} = 9{,}60\ m$$

3.3.2.2 — dans poteau : $X_i = \dfrac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = \dfrac{\sum S_i x_i}{\sum S_i}$

$S_{40x40} = 0{,}16\ m^2$, $S_{50x60} = 0{,}32\ m^2$

$\sum S_i = 22\times0{,}16 + 18\times0{,}32 = 8{,}92\ m^2$.

$$x_i = \frac{(2\times0{,}16+3\times0{,}3)\left[(4{,}3+7{,}75+11{,}35+14{,}95+18{,}55+22{,}15)\right]+25{,}75\times5\times0{,}16}{8{,}92} = 13{,}12\,m$$

$$Y_i = \frac{(2\times0{,}16+6\times0{,}3)\left[(6+12+15{,}6)\right]+8\times0{,}16\times19{,}2}{8{,}92} = 10{,}74\,m.$$

3.3.2.3 – demi-maçonnerie, acrotère : $X_i = 12{,}875\,m$, $Y_i = 9{,}60\,m$

	M_i (t)	x_i (m)	Y_i (m)	$M_i x_i$ (t·m)	$M_i y_i$ (t·m)
Pl. terrasse	291,20	12,875	9,6	3749,20	2795,52
Acrotère	16,85	12,875	9,6	216,94	161,76
$\frac{1}{2}$ Maçonnerie	34,6	12,875	9,6	445,47	332,16
$\frac{1}{2}$ Poteau	42,4	13,12	10,74	556,28	455,37
$\frac{1}{2}$ Voile	20,42	2,742	8,92	55,98	182,23
retombée	36	13,09	10,54	471,24	379,44

Il vient : Pour le Plancher terrasse

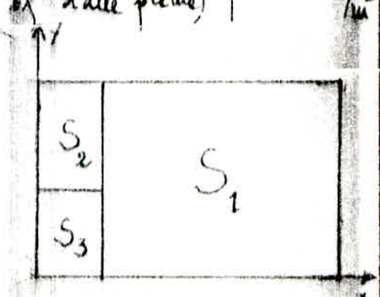
$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 12{,}44\,m. \\[2ex] Y_G = \dfrac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 9{,}75\,m \end{cases}$$

3.3.2.4 – Etage courant :

Plancher :
$$\begin{cases} S_1 = 18\times19{,}2 = 345{,}6 \text{ (Pl. corps creux)} \\ S_2 = 13{,}2\times7{,}75 = 102{,}3 \text{ (" " ")} \\ S_3 = 6\times7{,}75 = 46{,}5 \text{ (Pl. dalle pleine)} \end{cases}$$

→ 456,5 kg/m² ; → 641,5 kg/m²

d'où :
$$\begin{cases} X_1 = 16{,}75\,m , & Y_1 = 9{,}6\,m \\ X_2 = 3{,}875\,m , & Y_2 = 12{,}6\,m \\ X_3 = 3{,}875\,m , & Y_3 = 3\,m \end{cases}$$



$$X_G = \frac{345,6 \times 456,5 \times 16,75 + 102,3 \times 456,5 \times 3,875 + 46,5 \times 641,5 \times 3,875}{345,6 \times 456,5 + 456,5 \times 102,3 + 456,5 \times 641,5} = 12,54\ m$$

$$Y_G = \frac{345,6 \times 456,5 \times 9,6 + 102,3 \times 456,5 \times 12,6 + 46,5 \times 641,5 \times 3}{234296,1} = 9,35\ m$$

	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$ (t.m)	$M_i Y_i$ (t.m)
Plancher	234,29	12,54	9,35	2937,99	2190,61
Poteaux	85,63	13,12	10,74	1123,46	919,66
maçonnerie	69,28	12,875	9,60	891,98	665,09
acrotère	36	13,09	10,54	471,24	379,44
Voile	15,74	2,742	8,925	43,16	140,48

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\Sigma M_i X_i}{\Sigma M_i} = 12,40\ m \\ Y_G = \dfrac{\Sigma M_i Y_i}{\Sigma M_i} = 9,74\ m \end{cases}$$

3.3.2.5 — Calcul des Excentricités :

Sens X-X : $\begin{cases} e_x = X_g - X_I \quad , \quad X_I = 13,146\ m \\ e_y = Y_g - Y_I \quad , \quad Y_I = 10,859\ m \end{cases}$

Sens Y-Y :

— excentricité théorique :

	Terrasse	Etage courant
X_g (m)	12,44	12,40
Y_g (m)	9,75	9,75
e_x (m)	0,706	0,746
e_y (m)	1,11	1,12

3.3.3- Excentricité Accidentelles :

Les règles du complément C.T.C au P.S 69 prévoient une excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

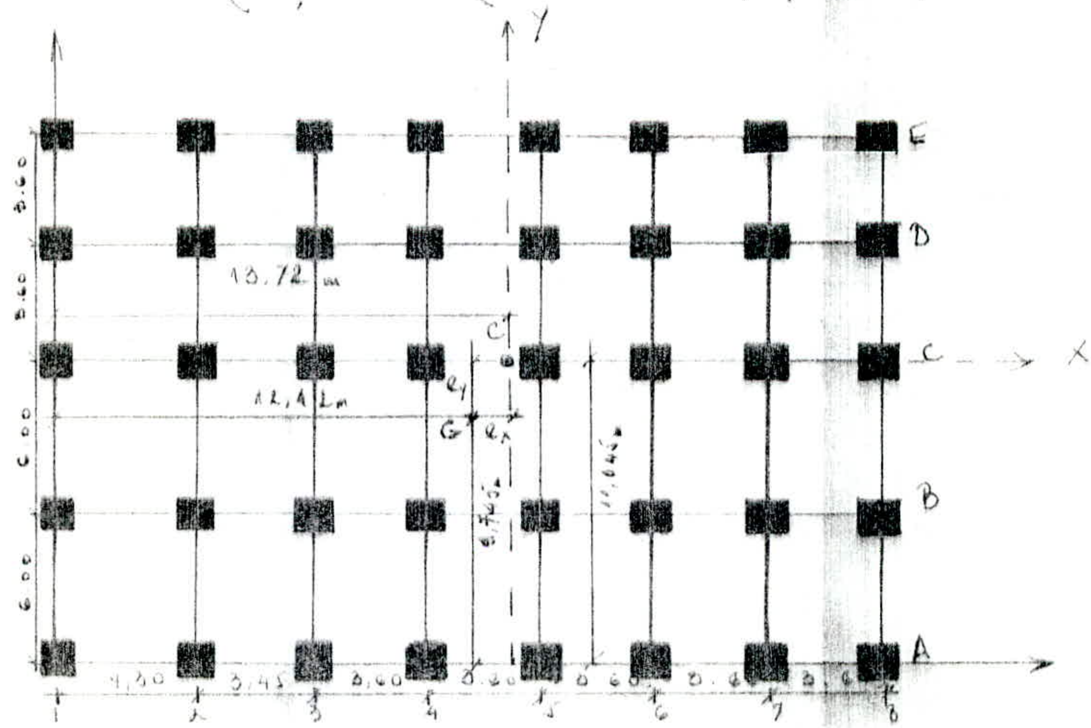
Dans notre cas : $e_a = 0,05 \times 26 = 1,30$ m.

Toujours selon le complément C.T.C au P.S 69, pour toutes les constructions et structures comportant des planchers rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment en plan.

Excentricité théorique résultant des plans.

Donc : $\begin{cases} e_x = \max(0,706 ;\ 0,776 ;\ 1,3) = 1,30 \text{ m} \\ e_y = \max(1,11 ;\ 1,12 ;\ 1,30) = 1,30 \text{ m.} \end{cases}$



3.4 - ETUDE AU SEISME

- Reglement utilisé :

Règles Parasismiques Algériennes R.P.A 81

- Introduction :

Le but du RPA est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Suivant le RPA, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Le Mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur ; dans le cas général ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême, car on tient compte de certains phénomènes tels que la possibilité d'adaptation plastique ; cette prise en compte est le plus souvent justifiée puis les structures généralement hyperstatiques sortent du domaine élastique pour passer au plastique lors d'un tremblement de terre.

- Action Sismique :

Les forces sismiques horizontales agissent de façon non simultanée dans la direction de chacun des axes principaux d'inertie de la structure est :

$$V = A . B . D . Q . W$$

- Définitions et valeurs des coefficients :

- A : Coefficient d'accélération des zones :

groupe d'usage 1 (hôpital)
zone II (ALGER)
} A = 0,25

- D : facteur d'amplification dynamique :

D est fonction de la période $D = f(T)$.

$$D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}} \qquad \begin{cases} T_x = 0,636\,s \rightarrow D_x = 1,77 \\ T_y = 0,676\,s \rightarrow D_y = 1,72 \end{cases}$$

- B : facteur de comportement de la structure :

portique autostable : $B = 1/4$ (catégorie 1)

- Q : facteur de qualité en fonction de l'hyperstaticité et la surabondance du système et ses symétries en plan de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction, sa valeur est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q ;

si le critère est observé $P_q = 0$

sinon $P_q = 0,1$

* critère des files porteuses :

Il y a au moins 3 travées dont le rapport de portée n'excède pas 1,5

sens longitudinal 7 travées dont $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{430}{345} = 1,24 < 1,5$.

sens transversal : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{600}{360} = 1,66 > 1,5$.

donc sens long. $P_{q=1} = 0$, critère observé

sens transv. $P_{q=1} = 0,1$, critère non observé.

* critère de redondance en plan :

sens longitudinal 8 files $\frac{L_{max}}{L_{min}} = 1,24 < 1,5$ $P_{q=2} = 0$, observé.

sens transversal 5 files $\frac{L_{max}}{L_{min}} = 1,66 > 1,5$ $P_{q=2} = 0,1$, non observé.

* critère de symétrie en plan :

$$\left.\begin{array}{ll} L_x = 26,15 & 15\% \cdot L_x = 3,92 \\ L_y = 19,60 & 15\% \cdot L_y = 2,94 \end{array}\right\} > (e_x, e_y) \text{ donc } P_{q=3} = 0.$$

* critère de régularité en élévation :

- sens long. rigidité 1er Niveau : $R_1 = 1489,36\ t/cm$

" 2e Niveau : $R_2 = 1019,13\ t/cm$

$\frac{R_1}{R_2} = \frac{1489,36}{1019,13} = 1,46$, variation de 46%, critère non observé $P_{q=4} = 0,1$

- sens transversal. rigidité 1er Niveau : $R_1 = 1556,05\ t/cm$.

" 2e Niveau $R_2 = 868,84\ t/cm$.

$\frac{R_1}{R_2} = \frac{1556,05}{868,84} = 1,79$, variation de 79%, critère non observé

$P_{q=4} = 0,1$.

* critère de qualité des matériaux, non observé : $P_{q=5} = 0{,}1$
* critère de qualité de la construction, non observé : $P_{q=6} = 0{,}1$.

Valeur du facteur Q :

sens longitudinal : $Q_L = 1 + 0 + 0 + 0 + 0{,}1 + 0{,}1 + 0{,}1 = 1{,}3$.

sens transversal : $Q_t = 1 + 0{,}1 + 0{,}1 + 0 + 0{,}1 + 0{,}1 + 0{,}1 = 1{,}5$.

– Calcul de W : poids propre de la structure + 50% des surcharges.

$$W = \sum_{i=1}^{7} G = 472{,}62 + 6 \times 497{,}55 = 3457{,}92\ t.$$

– action sismique longitudinale

$$V_L = A D_L B Q_L W = 0{,}25 \times 1{,}77 \times \frac{1}{4} \times 1{,}3 \times 3457{,}92 = 497{,}29t.$$

action sismique transversale ;

$$V_T = A D_T B Q_T W = 0{,}25 \times 1{,}72 \times \frac{1}{4} \times 1{,}5 \times 3457{,}92 = 557{,}53t.$$

Distribution des forces latérales :

La force latérale total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{j=1}^{n} F_j \quad , \quad F_j : \text{Force concentrée au sommet de la structure.}$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure dont la valeur $F_t = 0{,}07\,T.V$; Par ailleurs le RPA stipule que F_t peut être prise égale à zéro quand la période $T \leq 0{,}7\ s$.

Ce qui est notre cas $F_t = 0$, et $V = \sum_{j=1}^{n} F_j$.

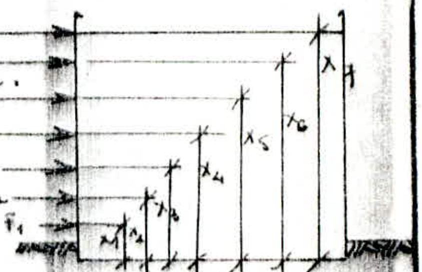
Donc l'effort horizontal total V sera distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_j = V . \frac{W_j . h_j}{\sum_{i=1}^{n} W_i . h_i}$$

Niv.	W_j (t)	h_j (m)	$w_j \cdot h_j$ (t.m)	F_{jx} (t)	F^c_{jx} (t)	F_{jy} (t)	F^c_{jy} (t)
7	477,62	22,4	10.698,69	119,59	119,59	134,10	134,10
6	497,55	19,20	9.552,96	107,914	227,5	121	255,10
5	497,55	16	7960,80	89,93	317,43	100,83	355,93
4	497,55	12,80	6368,64	71,94	389,37	80,66	436,59
3	497,55	9,60	4776,48	53,95	443,33	60,49	497,08
2	497,55	6,40	3184,32	35,97	479,30	40,33	537,41
1	497,55	3,20	1592,16	17,99	497,20	20,16	557,58
		$\sum$	44022,04				

3.5 _ VERIFICATION AU RENVERSEMENT _

Chaque structure doit être calculée de manière à résister aux effets de renversements qui peuvent être causés par les efforts sismiques.



Moment de renversement = M ext. en console.

Moment extérieur en console :

* $M_{renv.} = \sum_{i=1}^{7} F_i x_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + \dots + F_7 x_7$.

* Moment résistant : $M_r = b \sum_{i=1}^{7} W_i$; W_i : poids du plancher
  ; b : bras de levier

On doit vérifier :

$$\frac{M_{rés.}}{M_{renv.}} \geq 1,5.$$

3.5.1 — Sens longitudinal : $L_x = 26,15$ m, $b_x = \frac{L_x}{2} = 13,075$ m

moment en console : $M_{renv.} = \sum_{i=1}^{7} F_i X_i = 119,50 \times 22,6 + 107,914 \times 19,4 + 89,93 \times 16,2 + 71,94 \times 13 + 53,95 \times 9,8 + 35,97 \times 6,6 + 17,99 \times 3,4 = 8015,62$ tm

Moment résistant : $13,075 \times 3457,92 = 45212,3$ tm

$$\frac{M_{rés}}{M_{renv.}} = \frac{45212,3}{8015,62} = 5,64 > 1,5 \text{, vérifié.}$$

3.5.2 — Sens transversal : $L_y = 19,60$, $b_y = 9,80$ m

moment en console : $M_r = \sum_{i=1}^{7} F_i X_i = 134,1 \times 22,6 + 121 \times 19,4 + 100,83 \times 16,2 + 80,66 \times 13 + 60,49 \times 9,8 + 40,33 \times 6,6 + 20,16 \times 3,4 = 8987,61$ tm

moment résistant : $9,80 \times 3457,92 = 33887,616$ tm

$$\frac{M_{rés}}{M_{renv.}} = \frac{33887,616}{8987,61} = 3,77 > 1,5 \text{, également vérifié.}$$

CHAPITRE : IV

_ ETUDE AU VENT _

ETUDE AU VENT

- Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction, ces forces dépendent : de la région, du site, de l'altitude, des dimensions de la construction, de la majoration dynamique, du coefficient de traînée et de l'effet de masque.

Le vent correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure résistante caractérisé par sa période propre fondamentale. L'introduction de ce coefficient de majoration dynamique augmentant avec cette période propre et dont la valeur se situe couramment entre 1,1 et 1,3, permet de substituer à tous ces phénomènes les forces statiques qui sont censées produire les mêmes effets et les mêmes conséquences.

A une hauteur H, la pression du vent s'exprime par une largeur b par : $V_H = q_d \cdot b$

q_d : pression dynamique au niveau H, cette pression peut être obtenue à partir de la pression statique.

$q_d = q \cdot \beta$, avec β coefficient dynamique tenant compte de la période d'oscillation de la structure.

Le coefficient β est donné par la formule : $\beta = \theta(1 + \xi\tau) \geq 1$

ξ : est un coefficient, appelé coefficient de réponse donné en fonction de la période d'oscillation de la structure.

Comme la période d'oscillation a déjà été déterminée dans l'étude dynamique, il vient alors d'après les règles N.V 65

pour $\begin{cases} T_x = 0{,}636\,s \quad , \quad \xi_x = 0{,}60 \\ T_y = 0{,}676\,s \quad , \quad \xi_y = 0{,}62 \end{cases}$

soit $\xi = \text{Max}(\xi_x, \xi_y) = 0{,}62$

- τ : coefficient de pulsation ; il dépend de la hauteur H du niveau considéré, il est directement lu sur l'échelle fonctionnelle de la figure R III 4 N.V 65.

$H = 23{,}35\,m \rightarrow \tau = 0{,}341$

pour notre surcharge : $0{,}341 \leq \tau \leq 0{,}36$

- θ : est un coefficient qui vaut 0,7 pour $H < 30\,m$ c'est notre cas

enfin : $\beta = 0{,}7(1 + 0{,}62 \times 0{,}341) = 0{,}848$

d'après la condition : $\beta \geq 1$ on prendra donc : $\beta = 1$

- q : Pression statique est obtenue à l'aide de la formule :

$$q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta \cdot C_t.$$

q_H : est la pression de base au niveau H. Elle est fonction de la hauteur et de la pression q_{10} qui s'exerçera à une hauteur de 10 m au dessus du sol.

Notre bâtiment est situé en région II ; la pression de base est :

$q_{10}^N = 70\ daN/m^2$

$q_{10}^E = 1{,}75\, q_{10}^N = 122{,}5\ daN/m^2.$

ainsi $q_H = q_{10} \times 2{,}5 \times \dfrac{H + 18}{H + 60}$

4.2 – Calcul des coefficients de pression :

4.2.1 – Action résultante sur les parois :

Pour une structure à parois rectangulaires et à toiture :

rapport de dimensions λ : $\begin{cases} \lambda_a = \dfrac{h}{a} = \dfrac{23,35}{26,15} = 0,893 \\ \lambda_b = \dfrac{h}{b} = \dfrac{23,35}{19,60} = 1,19 \end{cases}$

coefficient γ_0 : fig. R III 5 NV 65 en fonction de λ_a, λ_b

on tire $\gamma_0 = 1$.

× action extérieure :

$\begin{cases} \text{Face au vent : } C_e = 0,8 \\ \text{Face s/ le vent : } C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5 \end{cases}$

× action intérieure :

$\begin{cases} \text{surpression : } C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,3 \\ \text{dépression : } C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,3 \end{cases}$

Ainsi, on combine de la façon la plus défavorable les actions extérieures moyennes et les actions intérieures :

$\begin{cases} \text{Face au vent : } (C_e - C_i)_{max} = 0,8 - (-0,3) = 1,1 \\ \text{Face s/ le vent : } (C_e - C_i)_{max} = -0,5 - (-0,3) = -0,8 \end{cases}$

4.2.2 – Effet de site :

Notre bâtiment est implanté sur un sol ne présentant pas de dénivellation, il se trouve par ailleurs au voisinage de la mer, donc exposé : $K_s = 1,3$.

4.2.3 – Effet de masque :

Les constructions environnantes n'ont pas un effet influant sur notre bâtiment et pour des raisons de sécurité on prend

$K_m = 1$.

42.4 — Effet de dimensions

$H < 30\,m \rightarrow \delta = 0,7$ (d'après R III 2 N.V65).

• Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Il s'agit d'un bâtiment prismatique à base rectangulaire, sans décrochement. en plan : $\begin{cases} a = 26,15\,m \\ b = 19,60\,m \end{cases}$

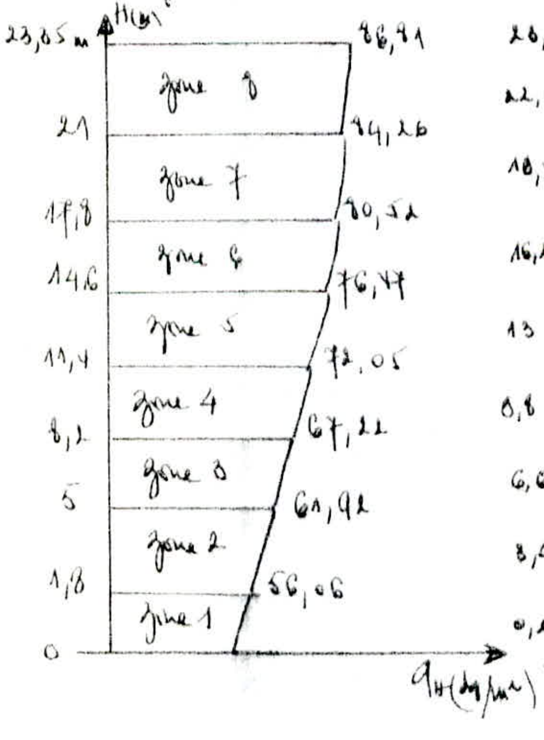
élévation : hauteur offerte au vent

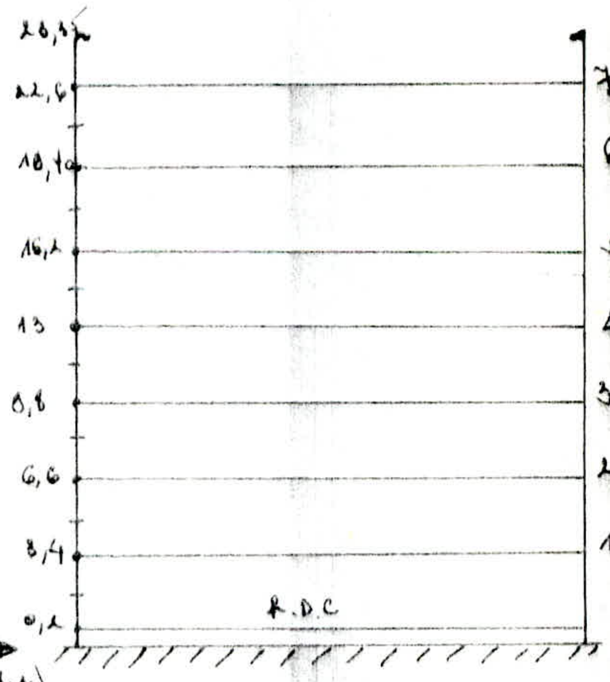
$H = 23,85\,m$.

4 3 — Calcul de la Pression de Base :

$$q_H = 2,5 \cdot q_{10} \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

— Diagramme des Pressions de base:





On assimile la courbe entre deux niveaux successifs à une droite on aura : $q = q_H \cdot K_m \cdot K_s \cdot \beta \cdot C = q_H \times 1,3 \times 1 \times 0,7 \times 1,1 \times 1$

donc : $q_n = 1,001\, q_H$

ainsi la force qui agit sur chaque niveau :

Sens longitudinal : $F_{Ln} = q_n \times S_t = 1,001\, q_H \times S_t$, S^t : sf^{ce} trans.

Sens transversal : $F_{tn} = q_n \times S_L = 1,001\, q_H \times S_L$, S_L : sf^{ce} Long.

4.3.1 Vent transversal $F_{tn} = 1,001\, q_{Hn} \times S_L$

Niv	S_L (m²)	q_H (kg/m²)	F_n^t (kg)	F_n^t cumulé	F_{ex}^t (kg)	F_{ex}^t cumulé
terr	61,45	85,996	5289,95	5289,95	9267,41	9267,41
6	83,68	82,39	6901,29	12191,24	12077,24	21034,66
5	83,68	78,495	6575,08	18766,27	11.506,30	32.840,95
4	83,68	74,26	6220,29	24986,56	10.885,5	43.726,46
3	83,68	69,685	5832,88	30.818,44	10207,54	53.934,001
2	83,68	64,57	5409,62	36228,06	9465,08	63.399,09
1	83,68	58,99	4941,22	41.169,28	8647,13	72.046,22
RDC	47,07	52,62	2473,3	43.642,58	4338,77	76.384,99

4.3.2 - Vent longitudinal $F_{Ln} = 1,001\, q_{Hn} \times S^t$.

Niv	S_t (m²)	q_H (kg/m²)	F_n^t (kg)	F_n^t cumulé (kg)	F_{ex}^t (kg)	F_{ex}^t cumulé
terr	46,06	85,996	3964,93	3964,93	6938,63	6938,63
6	62,72	82,39	5172,66	9137,59	9052,16	15990,8
5	62,72	78,495	4928,13	14065,72	8624,22	24615,02
4	62,72	74,26	4662,24	18727,96	8159,92	32773,94
3	62,72	69,685	4371,87	23099,83	7650,78	40.424,72
2	62,72	64,57	4053,88	27153,71	7094,29	47.518,01
1	62,72	58,99	3703,55	30857,26	6481,21	54.000,22
RDC	35,28	52,62	1858,29	32715,55	3252,007	57262,22

CHAPITRE : V

- CALCUL DES EFFORTS HORIZONTAUX -

- CHARGES HORIZONTALES

5.1 - Introduction :

La méthode utilisée pour la détermination des efforts dûs aux charges horizontales est celle de MUTO, basée sur la rigidité de la structure (Bulletin C.T.C N° 5).
Cette méthode est applicable aux structures autostables; elle donne des résultats proches de la méthode exacte, car les points de moment nul dans les poteaux sont donnés en fonction de la rigidité de ces poteaux ce qui présente un avantage par rapport à la méthode de BOWMAN.

5.2 - Exposé de la méthode :

5.2.1 - Détermination de l'effort de niveau J revenant à chaque portique :

L'effort tranchant de l'étage T_j s'applique au C.D.G de l'étage "J" c'est-à-dire en G, mais comme on a une rotation du plancher autour du centre de torsion "C" T_j appliqué en G est équivalent à T_j appliqué en C plus un moment ou couple de torsion : $M_J = T_j . e$
d'où sous l'action de T_j on a un effort de niveau "J" qui sera égal à :

* Portiques longitudinaux

$$T_{jx} = T_{jx} . \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + \frac{T_{jx} . R_{jx}}{R_{j\theta}} . Y_i . e_y$$

* Portiques transversaux :

$$T_{jy} = \frac{T_{jy} . R_{jy} . X_i . e_x}{R_{j\theta}}$$

En conclusion, on aura dans chaque portique un effort tranchant de niveau qui sera :

Portique longitudinaux :

$$T_{jx} = \mathcal{T}_{jx}\frac{R_{jx}}{\mathcal{R}_{jx}} + \mathcal{T}_{jx}\frac{R_{jx}\,Y_j\,e_y}{R_{j\theta}} + \mathcal{T}_{jy}\frac{R_{jx}\,Y_j\,e_x}{R_{j\theta}}$$

Portique transversaux :

$$T_{jy} = \mathcal{T}_{jy}\frac{R_{jy}}{\mathcal{R}_{jy}} + \mathcal{T}_{jy}\frac{R_{jy}\,X_j\,e_x}{R_{j\theta}} + \mathcal{T}_{jx}\frac{R_{jy}\,X_j\,e_y}{R_{j\theta}}$$

où $R_{j\theta}$: rigidité à la torsion de l'étage considéré

R_j : rigidité du niveau considéré.

$\mathcal{R}_j$: rigidité de l'étage considéré

(e_x, e_y) : excentricité

$\mathcal{T}_j$: Effort tranchant de l'étage considéré.

5.2.2 - Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau

Les poteaux d'un même niveau doivent avoir un même déplacement, donc si on a n poteaux par niveau on aura :

$$\delta_j^{(1)} = \delta_j^{(2)} = \dots = \delta_j^{i} = \dots = \delta_j^{n}$$

$$\frac{t_j^{(1)}}{r_j^{(1)}} = \frac{t_j^{(2)}}{r_j^{(2)}} = \dots = \frac{t_j^{(i)}}{r_j^{(i)}} = \dots = \frac{t_j^{(n)}}{r_j^{(n)}}$$

$t_j^{(i)}$: part de l'effort tranchant revenant au portique i de niveau j

$r_j^{(i)}$ rigidité corrigée du poteau i de niveau j.

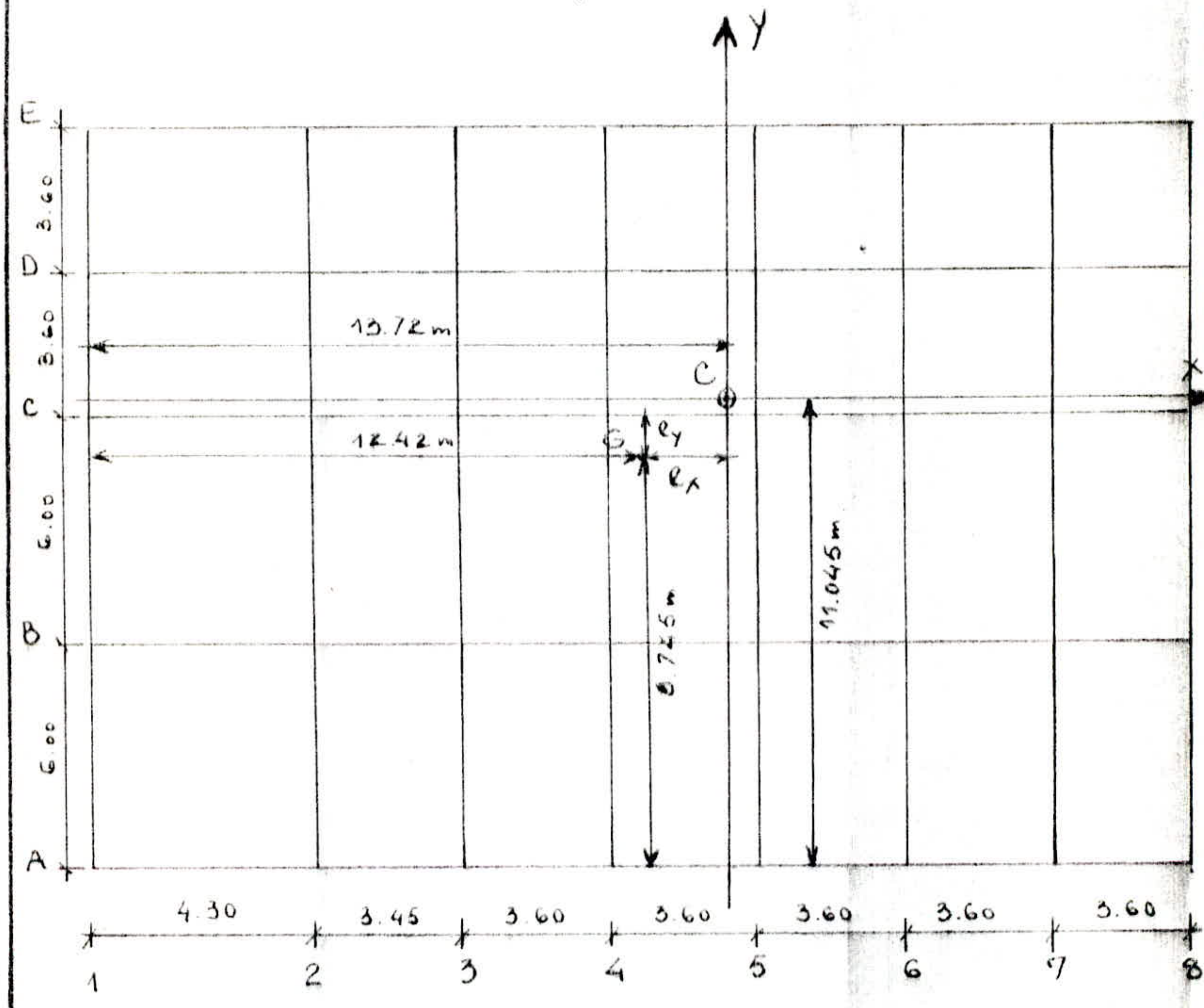
donc on a : $t_j^{(i)} = \dfrac{r_j^{(i)}}{R_j} \cdot T_j$

$$\begin{cases} R_j = \sum_{i=1}^{n} r_j^{(i)} \text{, rigidité du niveau considéré.} \\ T_j \text{ : effort tranchant " "} \end{cases}$$

5.2.3- Détermination de la rigidité à la torsion « $R_{j\theta}$ »

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{t=n} R^{t}_{jy} \cdot (X^{t}_{j})^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R^{l}_{jx} \cdot (Y^{l}_{j})^2$$

Considérons le nouveau repère : C X Y



Pour $j = 1$: $R_{1\theta} = 113{,}742(13{,}724^2 + 12{,}08^2) + 221{,}42(9{,}42^2 + 5{,}97^2 + 2{,}37^2 + 1{,}23^2 + 4{,}83^2 + 8{,}43^2)$
$+ 201{,}35(1{,}155^2 + 11{,}045^2) + 362{,}22(5{,}045^2 + 0{,}955^2 + 4{,}555^2) = 14{,}275\ 10^8$

Pour $j = 2$ à VII : $R_{j\theta} = 84{,}65(13{,}72^2 + 12{,}08^2) + 116{,}757(9{,}42^2 + 5{,}97^2 + 2{,}87^2 + 1{,}23^2 + 4{,}83^2 +$
$+ 8{,}43^2) + 161{,}04(11{,}045^2 + 8{,}155^2) + 232{,}35(5{,}045^2 + 0{,}955^2 + 4{,}555^2)$
$= 9{,}586\ 10^8$ t.cm

5.2.4 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT DE NIVEAU DANS LES PORTIQUES TRANSVERSAUX

$$T_{jy} = Z_{jy} \frac{R_{Jy}}{R_{jy}} + Z_{jy} \frac{R_{Jy}}{R_{J\theta}} x_j e_x + Z_{jx} \frac{R_{Jy}}{R_{J\theta}} x_j e_y$$

Niveau	Z_{jy}	Z_{jx}	T_{jy}^t	Portique 1 - 1	Portique 2 - 2	Portique 3 - 3	Portique 4 - 4	Portique 5 - 5	Portique 6 - 6	Portique 7 - 7	Portique 8 - 8
VII	134,1	119,59	T_{7y}	13,05	17,99	17,99	17,99	18,48	19,94	21,38	16,55
VI	255,1	227,5	T_{6y}	24,82	34,24	34,24	34,24	35,18	37,93	40,68	31,49
V	355,93	317,43	T_{5y}	34,63	47,77	47,77	47,77	49,08	52,91	56,76	43,93
IV	436,59	389,37	T_{4y}	42,48	58,6	58,6	58,6	60,21	64,91	69,62	53,89
III	497,08	443,33	T_{3y}	48,37	66,72	66,72	66,72	68,55	73,91	79,27	60,62
II	537,41	479,3	T_{2y}	52,29	72,13	72,13	72,13	74,11	79,9	85,70	66,34
I	557,58	497,29	T_{1y}	40,75	79,34	79,34	79,34	81,95	89,61	97,27	53,89

Remarque : D'après l'article 3.3.5 RPA 81, les efforts tranchants négatifs dus à la torsion doivent être négligés.

5.2.5 CALCUL DES DÉPLACEMENTS RELATIFS DE NIVEAUX j DANS LE SENS TRANSVERSAL.

Article 3.3.7.1 RPA 81 :

Le Déplacement calculé à partir des forces latérales doit être multiplié par $\frac{1}{2B}$ pour obtenir le déplacement relatif, ainsi les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 x h (hauteur de l'étage) ont

$0,0075 \times 3,20 = 2,4$ cm , et $\frac{1}{2B} = 2$ car $B = 1/4$

	Portique 7-7				Portique 8-8			
Niveau	R_{jY} t/cm	T_{jY} t	$\frac{1}{2B}\Delta_{jY}$	$\delta_{jY} = \Sigma\Delta_{jY}$ cm	R_{jY} t/cm	T_{jY} (t)	$\frac{1}{2B}\Delta_{jY}$	$\delta_{jY} = \Sigma\Delta_{jY}$ cm
VII	116,757	21,38	0,366	3,4589	84,65	16,55	0,391	3,694
VI	116,757	40,68	0,696	3,2759	84,65	31,49	0,744	3,499
V	116,757	56,76	0,972	2,9279	84,65	43,83	1,036	3,127
IV	116,757	69,62	1,192	2,4419	84,65	53,89	1,272	2,609
III	116,757	79,27	1,357	1,8459	84,65	60,62	1,432	1,973
II	116,757	85,70	1,456	1,167	84,65	66,34	1,567	1,257
I	221,425	97,27	0,878	0,439	113,742	53,89	0,946	0,473

5.2.6- Calcul de l'Effort T tranchant dans le sens longitudinal.

$$T_{jx} = \mathcal{T}_{jx} \cdot \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + \mathcal{T}_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{j\theta}} \cdot Y_j \cdot e_y + \mathcal{T}_{jy} \frac{R_{jx}}{R_{j\theta}} \cdot Y_j \cdot e_y$$

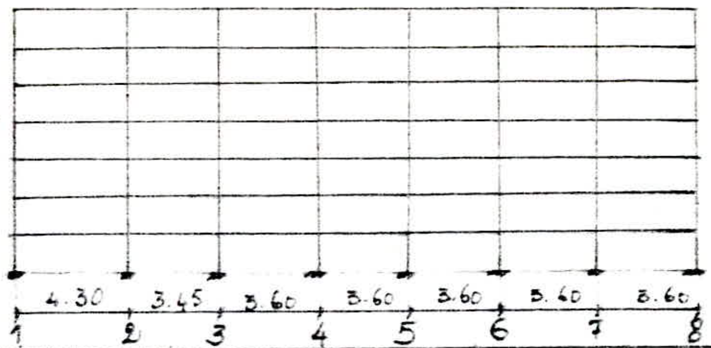
NIV	$\mathcal{T}_{jx}$	$\mathcal{T}_{jy}$	T_{jx}	Portique A-A	Portique B-B	Portique C-C	Portique D-D	Portique E-E
VII	119,58	134,1	T_{7x}	19,897	27,26	28,023	30,9	23,414
VI	227,5	255,1	T_{6x}	35,94	51,86	53,312	58,786	44,53
V	317,43	355,13	T_{5x}	50,159	72,37	74,39	82,033	62,150
IV	389,37	436,59	T_{4x}	61,527	88,77	91,25	100,62	76,238
III	443,33	497,07	T_{3x}	70,05	101,07	103,89	114,567	88,79
II	478,3	537,41	T_{2x}	75,73	109,27	112,42	123,96	93,837
I	497,29	557,58	T_{1x}	87,229	120,94	124,26	136,73	93

5.2.7- Calcul des Déplacements Relatifs de niveau j dans le sens Longitudinal

	PORTIQUE D-D				PORTIQUE E-E			
NIV	R_{jx} (t/cm)	T_{jx} (t)	$\frac{1.0}{2B} \Delta_{jx}$ (cm)	$\delta_{jx} = \sum \Delta_{jx}$ (cm)	R_{jx} (t/cm)	T_{jx} (t)	$\frac{1.0}{2B} \Delta_{jx}$ (cm)	$\delta_{jx} = \sum \Delta_{jx}$ (cm)
VII	232,35	30,9	0,264	2,574	161,04	23,414	0,29	2,913
VI	232,35	58,786	0,506	2,442	161,04	44,53	0,553	2,668
V	232,35	82,033	0,706	2,189	161,04	62,15	0,771	2,392
IV	232,35	100,62	0,866	1,836	161,04	76,236	0,946	2
III	232,35	114,567	0,986	1,403	161,04	88,79	1,077	1,533
II	232,35	123,97	1,066	0,91	161,04	93,837	1,165	0,994
I	362,22	136,78	0,754	0,377	201,85	93	0,824	0,412

5.2.8. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DE NIVEAU "J" DANS LES DIFFERENTS POTEAUX "t_j"

5.2.8.1. PORTIQUE LONGITUDINAL D - D

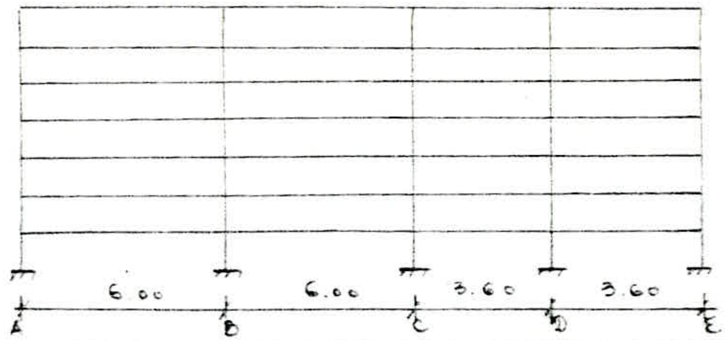


Niveau	T_{jx}	r_{jx1}	r_{jx2}	r_{jx3}	$r_{jx4,5,6,7}$	r_{jx8}	t_{jx1}	t_{jx2}	t_{jx3}	$t_{jx4,5,6,7}$	t_{jx8}
VII	30,9	13,66	32,42	34,62	34,07	15,37	1,816	4,311	4,6	4,53	2,044
VI	58,786	13,66	32,42	34,62	34,07	15,37	3,45	8.202	8,759	8,62	3,888
V	82,038	13,66	32,42	34,62	34,07	15,37	4,822	11,446	12,22	12,028	5,426
IV	100,62	13,66	32,42	34,62	34,07	15,37	5,915	14,395	14,99	14,75	6,656
III	114,567	13,66	32,42	34,62	34,07	15,37	6.735	15,98	17,07	16,799	7,578
II	123,96	13,66	32,42	34,62	34,07	15,37	7,287	17,29	18,469	18,776	8,199
I	136,78	20,25	52,18	53,828	53,4	21,55	7,64	19,70	20,326	20,16	8,137

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DE NIVEAU "J" DANS LES DIFFERENTS POTEAUX : "t_j"

5.2.8.2. PORTIQUE TRANSVERSAL

7 - 7



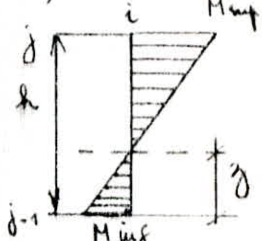
Niveau j	T_{jx}	r_{jAY}	r_{jY_B}	r_{jY_C}	r_{jY_D}	r_{jY_E}	t_{jY_A}	t_{jY_B}	t_{jY_C}	t_{jY_D}	t_{jY_E}
VII	21,38	10,389	23,578	30,75	36,61	15,43	1,90	4,32	5,63	6,70	2,82
VI	40,68	10,389	23,578	30,75	36,61	15,43	3,62	8,21	10,71	12,57	5,37
V	56,76	10,389	23,578	30,75	36,61	15,43	5,05	11,45	14,95	17,79	7,50
IV	64,62	10,389	23,578	30,75	36,61	15,43	6,19	14,06	18,33	21,33	9,20
III	76,27	10,389	23,578	30,75	36,61	15,43	7,05	16,00	20,87	24,35	10,47
II	85,70	10,389	23,578	30,75	36,61	15,43	7,62	17,30	22,57	26,87	11,32
I	97,27	17,302	55,833	61,22	65,65	21,42	7,60	24,51	26,97	25,82	9,41

5.29- Détermination de la position des points de moments nuls.

La position du point d'inflexion est calculée en fonction des caractéristiques du portique ; elle est donnée pour chaque poteau d'un étage par $\bar{y} = yh$, avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

* y_0 : coefficient donné par les tableaux en fonction de $\bar{K} = \frac{1}{2K}$ du nombre d'étage que comporte le portique et du numéro de l'étage (réf. tableau n°1 Bulletin C.T.C n°5).

* y_1 : terme de correction dû à la variation de rigidité linéaire des poutres supérieures et inférieures I/l (tableau n°5 du même bulletin C.T.C).



* $y_1 = y_1(\bar{K}, \alpha_1)$ avec $\alpha_1 = \dfrac{i_{p1} + i_{p2}}{i_{p3} + i_{p4}}$

en notant $\begin{cases} i_p = i_{p1} + i_{p2} \\ i_i = i_{p3} + i_{p4} \end{cases} \rightarrow \alpha_1 = \dfrac{i_p}{i_i}$

si $i_p > i_i$ on prend $\alpha_1 = \dfrac{i_i}{i_s}$ et la valeur de y_1 sera affectée d'un signe (−).

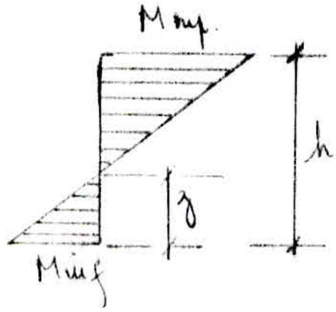
* y_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage de l'étage supérieur adjacent. Il est donné en fonction de α_2 et $\bar{K}$ avec $\alpha_2 = \dfrac{h_s}{h}$, $\begin{cases} h_s : \text{hauteur du niveau sup.} \\ h : \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{considéré} \end{cases}$

$y_2 = 0$ pour le dernier niveau (tableau n°5 Bulletin C.T.C n°5)

* y_0 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage de l'étage inférieur adjacent. Il est donné en fonction de α_3 et $\bar{K}$, avec $\alpha_3 = \dfrac{h_i}{h}$, $\begin{cases} h_i : \text{hauteur du niveau inférieur} \\ h : \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{considéré} \end{cases}$

$y_3 = 0 \rightarrow$ dernier niveau

5.2.9.2 Calcul des moments revenants à chaque poteau :

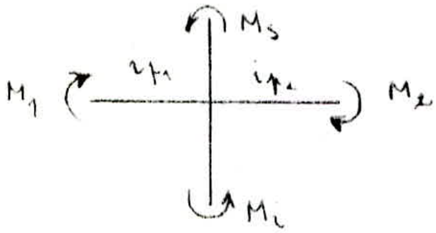


$M_{sup.} = t(h - z)$

$M_{inf} = t \cdot z$

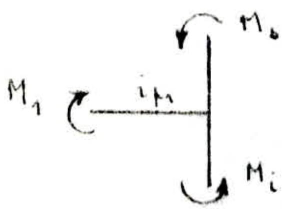
t : effort tranchant de niveau.

— Calcul des moments revenants à chaque poutre.



$$M_1 = \frac{i_{p_1}}{i_{p_1} + i_{p_2}} (M_s + M_i)$$

$$M_2 = \frac{i_{p_2}}{i_{p_1} + i_{p_2}} (M_s + M_i)$$



$$M_1 = M_s + M_i$$

nota : dans le cas où $i_{p_1} = i_{p_2}$ $M_1 = M_2 = 0,5 (M_s + M_i)$

$y_1 = y_2 = y_3 = 0$, d'après les tableaux C.T.C bulletin n°6

5.2.9.3- CALCUL DES MOMENTS DANS LES POTEAUX

1 - PORTIQUE LONGITUDINAL D - D

Niveau	File de Poteau	$\bar{K} = \frac{1}{2K}$	$y = y_0$	$z = yh$	$h - z$	t_{jx}	$M_i = t \times z$	$M_s = t(h-z)$
VII	1	1,037	0,35	1,12	2,08	1,816	2,034	3,777
	2	0,8210	0,35	1,12	2,08	4,311	4,828	8,966
	3	0,901	0,35	1,12	2,08	4,6	5,152	9,568
	4,5,6,7	0,892	0,35	1,12	2,08	4,53	5,0736	9,422
	8	1,25	0,375	1,2	2	2,044	2,452	4,088
VI	1	1,037	0,45	1,44	1,76	3,45	4,968	6,072
	2	0,8210	0.4	1,28	1,92	8,202	10,498	15,747
	3	0,901	0,4	1,28	1,92	8,759	11,211	16,817
	4,5,6.7	0,892	0,4	1,28	1,92	8.62	11,033	16,55
	8	1,25	0,45	1,44	1,76	3,888	5,598	6,842
V	1	1,037	0,45	1,44	1,76	4,822	6,943	8,486
	2	0,821	0,45	1,44	1,76	11,446	16,482	20,144
	3	0,901	0,45	1,44	1,76	12.22	17,596	21,507
	7,4,5,6	0,892	0,45	1.44	1.76	12,028	17,32	21,169
	8	1.25	0,4625	1.48	1,72	5,426	8,03	9,332
IV	1	1,037	0,45	1,44	1,76	5,915	8,517	10,41
	2	0,821	0,45	1,44	1,76	14,395	20,728	25,335
	3	0,901	0,45	1,44	1,76	14,99	21,585	26,382
	4,5.6.7	0,892	0,45	1,44	1,76	14,75	21,24	25,96
	8	1,25	0,4625	1,48	1,72	6,656	9,85	11,448
III	1	1,037	0,5	1,6	1,6	6,735	10,776	10,776
	2	0,821	0,5	1,6	1,6	15,98	25,568	25,568
	3	0,901	0,5	1,6	1,6	17,07	27,312	27,312
	4,5,6,7	0,892	0,5	1,6	1,6	16,799	26,878	26,878
	8	1,25	0,5	1,6	1,6	7,578	12,124	12,124
II	1	1,037	0,5	1,6	1,6	7,287	11,659	11,659
	2	0,821	0,5	1,6	1,6	17,29	27,664	27,664
	3	0,901	0,5	1,6	1,6	18,469	29,55	29,55
	4,5,6.7	0,892	0,5	1,6	1.6	18,176	29,55	29,55
	8	1,25	0,5	1,6	1,6	8,199	13,118	13,118
I	1	1,036	0,65	2,08	1,12	7,64	15,89	8,556
	2	0,821	0,7	2,24	0,96	19,70	44,128	18,912
	3	0,9017	0,65	2,08	1,12	20,326	42,278	22,765
	4,5,6,7	0,88	0,66	2,112	1,088	20,16	42,577	21,93
	8	1,25	0,6375	2,04	1,16	8,137	16,599	9,4389

Calcul des moments dans les poteaux

2 - Portique Transversal 7-7

Niveaux	File de Poteau	$K = \frac{1}{2K}$	$y = y_o$	$J = yh$	$h - J$	t_{Jx}	$M_i = t_{Jx} \cdot J$	$M_s = t_{Jx}(h-J)$
VII	A	0,752	0,326	1,045	2,156	1,90	1,981	4,096
	B	0,365	0,1825	0,584	2,616	4,32	2,522	11,301
	C	0,505	0,2525	0,808	2,392	5,63	4,549	13,466
	D	0,633	0,3000	0,960	2,240	6,70	6,432	15,008
	E	1,300	0,380	1,216	1,984	2,82	3,429	5,595
VI	A	0,752	0,4	1,280	1,920	3,62	4,633	6,950
	B	0,365	0,3325	1,064	2,136	8,21	8,735	17,536
	C	0,505	0,3525	1,128	2,072	10,71	12,080	22,191
	D	0,633	0,4	1,280	1,920	12,57	16,089	24,134
	E	1,300	0,45	1,440	1,760	5,37	7,732	9,451
V	A	0,752	0,45	1,440	1,760	5,05	7,272	8,889
	B	0,365	0,3825	1,224	1,976	11,45	14,014	22,625
	C	0,505	0,4025	1,288	1,912	14,95	19,255	29,584
	D	0,633	0,45	1,440	1,760	17,79	25,617	31,310
	E	1,300	0,465	1,487	1,712	7,50	11,16	12,84
IV	A	0,752	0,45	1,440	1,760	8,18	8,913	10,894
	B	0,365	0,4325	1,384	1,816	14,06	19,459	25,533
	C	0,505	0,45	1,440	1,760	18,33	26,395	32,260
	D	0,633	0,45	1,440	1,760	21,83	31,435	38,420
	E	1,300	0,465	1,488	1,712	9,20	13,699	15,750
III	A	0,752	0,50	1,6	1,6	7,05	11,28	11,28
	B	0,365	0,50	1,6	1,6	16,00	25,6	25,6
	C	0,505	0,50	1,6	1,6	20,87	33,392	33,392
	D	0,633	0,50	1,6	1,6	24,85	39,76	39,76
	E	1,300	0,50	1,6	1,6	10,47	16,752	16,752
II	A	0,752	0,50	1,6	1,6	7,62	12,192	12,192
	B	0,365	0,567	1,814	1,385	17,30	31,38	23,87
	C	0,505	0,55	1,76	1,44	22,57	39,72	32,501
	D	0,633	0,5325	1,704	1,496	26,87	45,78	40,19
	E	1,300	0,50	1,6	1,6	11,32	18,112	18,112
I	A	0,752	0,7	2,24	0,96	7,60	17,024	7,296
	B	0,365	0,9	2,88	0,32	24,51	70,58	7,843
	C	0,505	0,75	2,4	0,8	26,87	64,48	21,496
	D	0,633	0,7	2,24	0,96	28,82	64,55	27,667
	E	1,3	0,635	2,032	1,168	9,41	19,12	10,99

5.2.9.4- CALCUL DES MOMENTS DANS LES POUTRES

1- PORTIQUE LONGITUDINAL D-D

Niveau	Noeud	M_s (t.m)	M_i (t.m)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)
VII	1	-	3.777	-	3.777
	2	-	8.966	3,929	5.035
	3	-	9.568	4,893	4.674
	4.5.6.7	-	9.422	4,711	4,711
	8		4,088	4,088	-
VI	1	2,034	6,072	-	8,106
	2	4.828	15,747	9,016	11,555
	3	5,152	16,817	11,235	10,731
	4,5.6.7	5,0736	16,55	10,8118	10,8118
	8	2,4528	6,8428	9,2956	-
V	1	4,968	8.486	-	13,396
	2	10,498	20,144	13,427	17,208
	3	11,211	21,507	16,782	15,982
	4,5,6,7	11,033	21,69	16,3615	16,3615
	8	5,598	9,332	14,93	-
IV	1	6,943	10,41	-	17,353
	2	16,482	25,335	18,324	23,48
	3	17,596	26,382	22,49	21,483
	4,5,6,7	17,32	25,96	21,64	21,64
	8	8,03	11,448	19,478	-
III	1	8,517	10,776	-	19,293
	2	20,728	25,568	20,286	25,998
	3	21,585	27,312	25	23,886
	4,5,6,7	21,24	26,878	24,059	24,059
	8	9,85	12,124	21,974	-
II	1	10,776	11,659	-	22,435
	2	25,568	27,664	23,32	29,895
	3	27,312	29,55	29,079	27,77
	4,5,6,7	26,878	29,55	28,214	28,214
	8	12,124	13,1184	25,242	-
I	1	11,659	8,556	-	20,215
	2	27,664	18,912	20,41	26,15
	3	29,55	22,765	26,753	25,558
	4,5,6,7	29,55	21,83	25,74	25,74
	8	13,118	9,438	22,557	-

Calcul des Moments dans les Poutres

2 - Portique Transversal 7-7

Niveaux	Noeuds	M_s (tm)	M_i (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)
VII	A	/	4,096	/	4,096
	B	/	11,801	5,600	5,699
	C	/	13,466	4,915	8,548
	D	/	15,008	7,616	7,384
	E	/	5,595	5,595	/
VI	A	1,981	6,950	/	8,931
	B	2,522	17,538	9,940	10,115
	C	4,549	22,191	9,760	16,474
	D	6,432	24,134	15,512	15,038
	E	3,429	9,451	12,88	/
V	A	4,633	9,888	/	13,521
	B	8,735	22,626	15,542	15,814
	C	12,080	28,584	14,842	25,813
	D	16,089	31,310	24,055	23,320
	E	7,732	12,84	20,572	/
IV	A	7,272	10,894	/	18,166
	B	14,01	26,583	19,597	19,941
	C	19,255	32,260	18,803	32,701
	D	25,617	38,420	32,498	31,506
	E	11,16	15,750	26,91	/
III	A	8,913	11,28	/	20,193
	B	19,459	25,6	22,331	22,723
	C	26,395	33,892	21,822	37,952
	D	31,435	38,76	36,131	35,028
	E	13,689	16,752	30,441	/
II	A	11,28	12,192	/	23,472
	B	25,6	23,97	24,566	24,998
	C	33,892	32,501	24,05	41,828
	D	38,76	40,19	40,57	39,335
	E	16,752	18,112	34,86	/
I	A	12,192	7,296	/	19,488
	B	31,88	7,843	19,44	19,78
	C	38,723	21,496	22,345	38,86
	D	45,78	27,867	37,474	36,136
	E	18,112	10,91	29,102	/

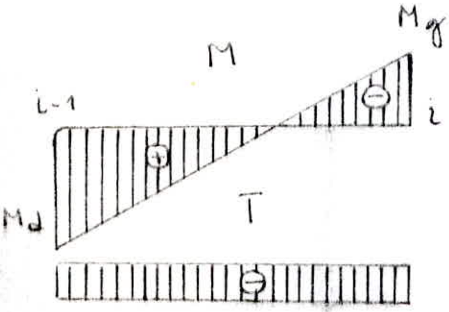
5.2.95 - Calcul des Efforts Tranchants dans les Poutres

Les Efforts tranchants dans les poutres seront calculés à partir des moments aux noeuds, calculés précédemment.

- Méthode de Calcul :

On considère la travée indépendante avec les moments en ses noeuds, puis on détermine l'équation des moments fléchissants qui s'écrit sous la forme : $M(x) = ax+b$.

- Sous $\overrightarrow{S_1H}$:

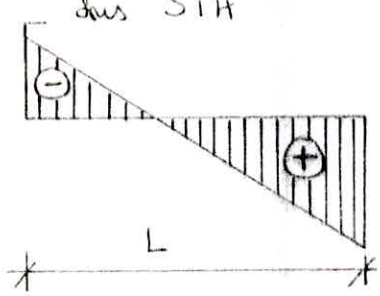


$$\begin{cases} \text{pour } x=0, & M(x=0) = M_d = b \\ \text{pour } x=L, & M(x=L) = -M_g = aL+b \end{cases}$$

d'où $M(x) = -\frac{(M_g+M_d)}{L}\,x + M_g$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -\frac{(M_g+M_d)}{L}$$

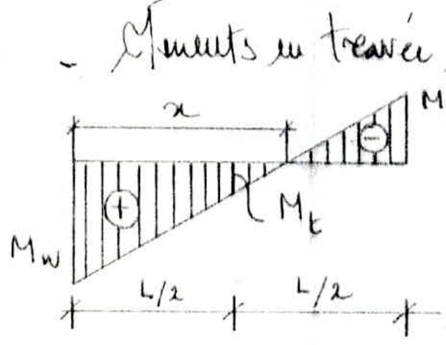
sous $\overleftarrow{S_1H}$



Par Analogie :

$$T(x) = \frac{M_g+M_d}{L}$$

- Moments en travée sous $\overrightarrow{S_1H}$:



$$\frac{M_w}{x} = \frac{M_e}{L-x} \Rightarrow x = \frac{M_w.L}{M_w+M_e} \quad (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{x-L/2}{M_t} \Rightarrow M_t = M_w\left(1-\frac{L}{2x}\right) \quad (2)$$

à partir de (1) et (2) : $M_t = \frac{M_w - M_e}{2}$

Nota : sous $\overleftarrow{S_1H}$ le moment en travée est le même changé de signe.

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES

1- PORTIQUE LONGITUDINAL D-D

Niveau	travée	L	$M_{d} = M_{w}$	$M_{g} = M_{e}$	$T_{SiH}^{\rightarrow}$	$T_{SiH}^{\leftarrow}$	$Mt_{SH}^{\rightarrow}$	$Mt_{SiH}^{\leftarrow}$
VII	1-2	4.30	3,77	3,929	-1,79	+1,79	-0,0795	+0,0795
	2-3	3,45	5,035	4,893	-2,877	+2,877	0,071	-0,071
	3-4	3,60	4,674	4,711	-2,607	+2,607	-0,0185	+0,0185
	4-5, 5-6, 6-7	3,60	4,711	4,711	-2,617	2,617	0	0
	7-8	3,60	4,711	4,088	-2,44	+2,44	0,3115	-0,3115
VI	1-2	4,30	8,106	9,016	-3,98	+3,98	-0,455	+0,455
	2-3	3,45	11,555	11,235	-6,6	+6,6	0,16	-0,16
	3-4	3,60	10,731	10,811	-5,983	+5,983	-0,04	+0,04
	4-5, 5-6, 6-7	3.60	10,811	10,811	-6	+6	0	0
	7-8	3,60	10,811	9,2856	-5,585	+5,585	+0,757	-0,757
V	1-2	4,30	13,396	13,427	-6,23	+6,23	-0,0155	+0,0155
	2-3	3,45	17,208	16,732	-9,83	+9,83	0,238	-0,238
	3-4	3,60	15,982	16,3615	-8,984	+8,984	-0,189	+0,189
	4-5, 5-6, 6-7	3,60	16,36	16,36	-9,08	+9,08	0	0
	7-8	3.60	16,36	14,93	-8,69	+8,69	0,715	-0,715
IV	1-2	4,30	17,35	18,324	-8,29	+8,29	-0,487	+0,487
	2-3	3,45	23,48	22,49	-13,32	+13,32	0,495	-0,495
	3-4	3,60	21,48	21,64	-11,97	+11,97	-0,08	+0,08
	4-5, 5-6, 6-7	3.60	21,64	21,64	-12,02	+12,02	0	0
	7-8	3,60	21,64	19,418	-11,41	+11,41	1,081	-1,081
III	1-2	4.30	19,293	20,287	-9,2	+9,2	-0,497	+0,497
	2-3	3,45	25,99	25	-14,78	+14,78	0,495	-0,495
	3-4	3,60	23,886	24,059	-13,318	+13,318	-0,0865	+0,0865
	4-5, 5-6, 6-7	3,60	24,059	24,059	-13,36	+13,36	0	0
	7-8	3,60	24,058	21,974	-12,78	+12,78	1,0425	-1,0425
II	1-2	4,30	22,435	23,32	-10,64	+10,64	-0,4425	+0,4425
	2-3	3,45	29,895	29,08	-17,09	+17,09	0,4075	-0,4075
	3-4	3,60	27,11	28,214	-15,55	+15,55	-0,222	+0,222
	4-5, 5-6, 6-7	3,60	28,214	28,214	-15,67	+15,67	0	0
	7-8	3,60	28,214	25,242	-14,84	+14,84	1,486	-1,486
I	1-2	4,30	20,215	20,41	-9,44	+9,44	-0,195	+0,195
	2-3	3,45	26,15	26,75	-15,33	+15,33	-0,3	+0,3
	3-4	3,60	25,558	25,74	-14,25	14,25	-0,091	+0,091
	4-5, 5-6, 6-7	3,60	25,74	25,74	-14,3	+14,3	0	0
	7-8	3,60	25,74	22,557	-13,41	13,41	1,5915	-1,5915

Calcul des Moments en Travée et des Efforts
2 - Tranchants dans les Poutres _ Portique Transversal 7-7

NIVEAUX	TRAVÉES	L	$M_d = M_w$	$M_g = M_e$	$T \overrightarrow{\sin}$	$T \overleftarrow{\sin}$	$M_t \overrightarrow{\sin}$	$M_t \overleftarrow{\sin}$
VII	A - B	6.00	4,096	5,60	-1,616	1,616	-0,752	0,752
	B - C	6.00	5,699	4,915	-1,769	1,769	0,392	-0,392
	C - D	3.60	8,548	7,616	-4,490	4,490	0,466	-0,466
	D - E	3.60	7,384	5,595	-3,605	3,605	0,894	-0,894
VI	A - B	6.00	4,981	9,940	-3,145	3,145	-0,504	0,504
	B - C	6.00	10,115	9,760	-3,3125	3,3125	0,117	-0,117
	C - D	3.60	16,974	15,512	-9,028	9,028	0,731	-0,731
	D - E	3.60	15,038	12,88	-7,755	7,755	1,079	-1,079
V	A - B	6.00	13,521	15,542	-4,843	4,843	-1,010	1,010
	B - C	6.00	15,914	14,842	-5,108	5,108	0,486	-0,486
	C - D	3.60	25,813	24,054	-13,852	13,852	0,879	-0,879
	D - E	3.60	23,320	20,572	-12,192	12,192	1,374	-1,374
IV	A - B	6.00	18,166	19,597	-6,20	6,29	-0,715	0,715
	B - C	6.00	19,541	18,803	-6,457	6,457	0,569	-0,569
	C - D	3.60	32,701	32,498	-18,110	18,110	0,101	-0,101
	D - E	3.60	31,506	26,81	-16,226	16,226	2,298	-2,298
III	A - B	6.00	20,193	22,381	-7,087	7,087	-1,069	1,069
	B - C	6.00	22,723	21,822	-7,424	7,424	0,450	-0,450
	C - D	3.60	37,952	36,131	-20,578	20,578	0,910	-0,910
	D - E	3.60	35,029	30,441	-18,185	18,185	2,293	-2,293
II	A - B	6.00	23,472	24,566	-8,006	8,006	-0,547	0,547
	B - C	6.00	24,998	24,05	-8,174	8,174	0,474	-0,474
	C - D	3.60	41,829	40,57	-22,888	22,888	0,629	-0,629
	D - E	3.60	38,355	34,86	-20,60	20,60	2,237	-2,237
I	A - B	6.00	19,488	19,44	-6,488	6,498	0,024	-0,024
	B - C	6.00	19,78	21,345	-7,020	7,020	-1,292	1,292
	C - D	3.60	38,86	37,274	-21,149	21,149	0,793	-0,793
	D - E	3.60	36,136	29,102	-19,121	19,121	3,517	-3,517

5.2.9.6- Efforts normaux sur les Poteaux sous $\overleftrightarrow{S_{IH}}$

Le Poteau supportant la poutre au niveau du noeud i, subira un effort normal ; sa valeur est donnée par les relations suivantes :

$$\begin{cases} N_i = T_e^{i} - T_w^{i}, & \text{au droit du poteau de la file } (i) \\ N_{i+1} = T_e^{i+1} - T_w^{i+1}, & \text{au droit du poteau de la file } (i+1) \end{cases}$$

T_e^{i}, T_e^{i+1}, T_w^{i}, T_w^{i+1} étant pris en valeur algébriques.

si $\begin{cases} N_i > 0 : & \text{compression du Poteau.} \\ N_i < 0 : & \text{traction du Poteau.} \end{cases}$

1- Portique transversal 7-7

NIV.	POT	$N_{\overrightarrow{SIH}}$	$N_{\overleftarrow{SIH}}$
VII	A	-1,616	1,616
	B	-0,153	0,153
	C	-2,271	2,271
	D	0,885	-0,885
	E	-3,605	3,605
VI	A	-3,145	3,145
	B	-0,1675	0,1675
	C	-5,7155	5,7155
	D	1,273	-1,273
	E	-7,755	7,755
V	A	-4,843	4,843
	B	-0,266	0,266
	C	-8,743	8,743
	D	1,66	-1,66
	E	-12,192	12,192
IV	A	-6,290	6,290
	B	-0,167	0,167
	C	-11,653	11,653
	D	1,884	-1,884
	E	-16,226	16,226

NIV.	POT	$N_{\overrightarrow{SIH}}$	$N_{\overleftarrow{SIH}}$
III	A	-7,087	7,087
	B	-0,337	0,337
	C	-13,154	13,154
	D	2,393	-2,393
	E	-18,185	18,185
II	A	-8,006	8,006
	B	-0,168	0,168
	C	-14,714	14,714
	D	2,28	-2,28
	E	-20,6	20,6
I	A	-6,488	6,488
	B	-0,532	0,532
	C	-14,128	14,128
	D	3,027	-3,027
	E	-18,121	18,121

CALCUL DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX S/$\overleftrightarrow{SIH}$

2 - Portique longitudinal D-D.

Niveau	Poteau	$N_{\overrightarrow{SIH}}$	$N_{\overleftarrow{SIH}}$
VII	1	-1,79	+1,79
	2	-1,087	+1,087
	3	0,27	-0,27
	4	-0,01	+0,01
	5, 6	0	0
	7	0,177	-0,177
	8	-2,44	+2,44
VI	1	-3,98	+3,98
	2	-2,62	+2,62
	3	+0,617	-0,617
	4	-0,017	+0,017
	5, 6	0	0
	7	0,415	-0,415
	8	-5,585	+5,585
V	1	-6,23	+6,23
	2	-3,6	+3,6
	3	+0,846	-0,846
	4	-0,096	+0,096
	5, 6	0	0
	7	0,39	-0,39
	8	-8,69	+8,69
IV	1	-8,29	+8,29
	2	-5,03	+5,03
	3	1,35	-1,35
	4	-0,05	+0,05
	5, 6	0	0
	7	0,61	-0,61
	8	-11,41	+11,41

Niveau	Poteau	$N_{\overrightarrow{SIH}}$	$N_{\overleftarrow{SIH}}$
III	1	-9,2	+9,2
	2	-5,58	+5,58
	3	1,462	-1,462
	4	-0,042	+0,042
	5, 6	0	0
	7	0,58	-0,58
	8	-12,78	+12,78
II	1	-10,64	+10,64
	2	-6,45	+6,45
	3	1,54	-1,54
	4	-0,12	+0,12
	5, 6	0	0
	7	0,83	-0,83
	8	-14,84	+14,84
I	1	-9,44	+9,44
	2	-5,89	-5,89
	3	1,08	-1,08
	4	-0,05	+0,05
	5, 6	0	0
	7	0,89	-0,89
	8	-13,41	+13,41

DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS SOUS SM - PORTIQUE LONGITUDINAL D-D -

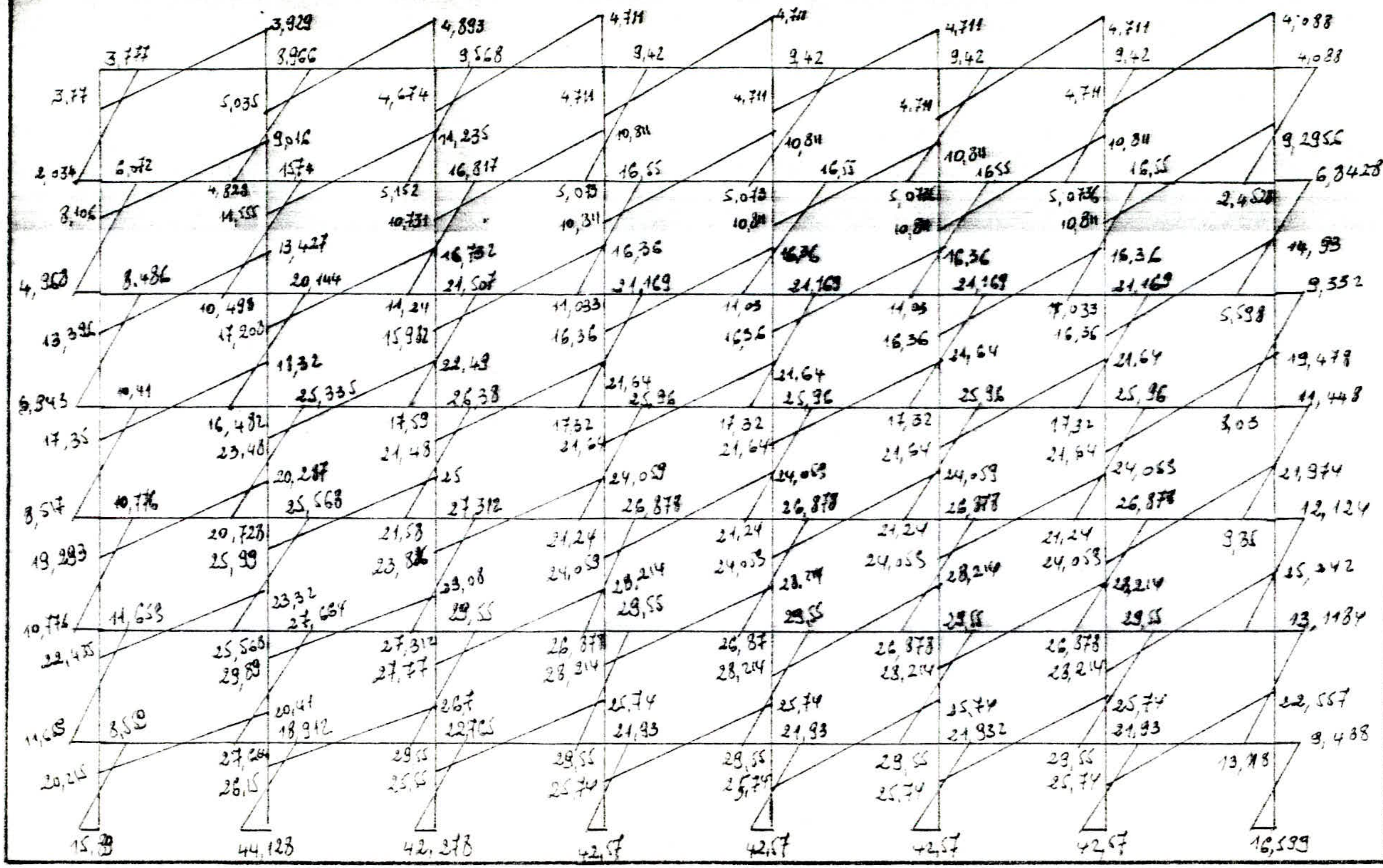
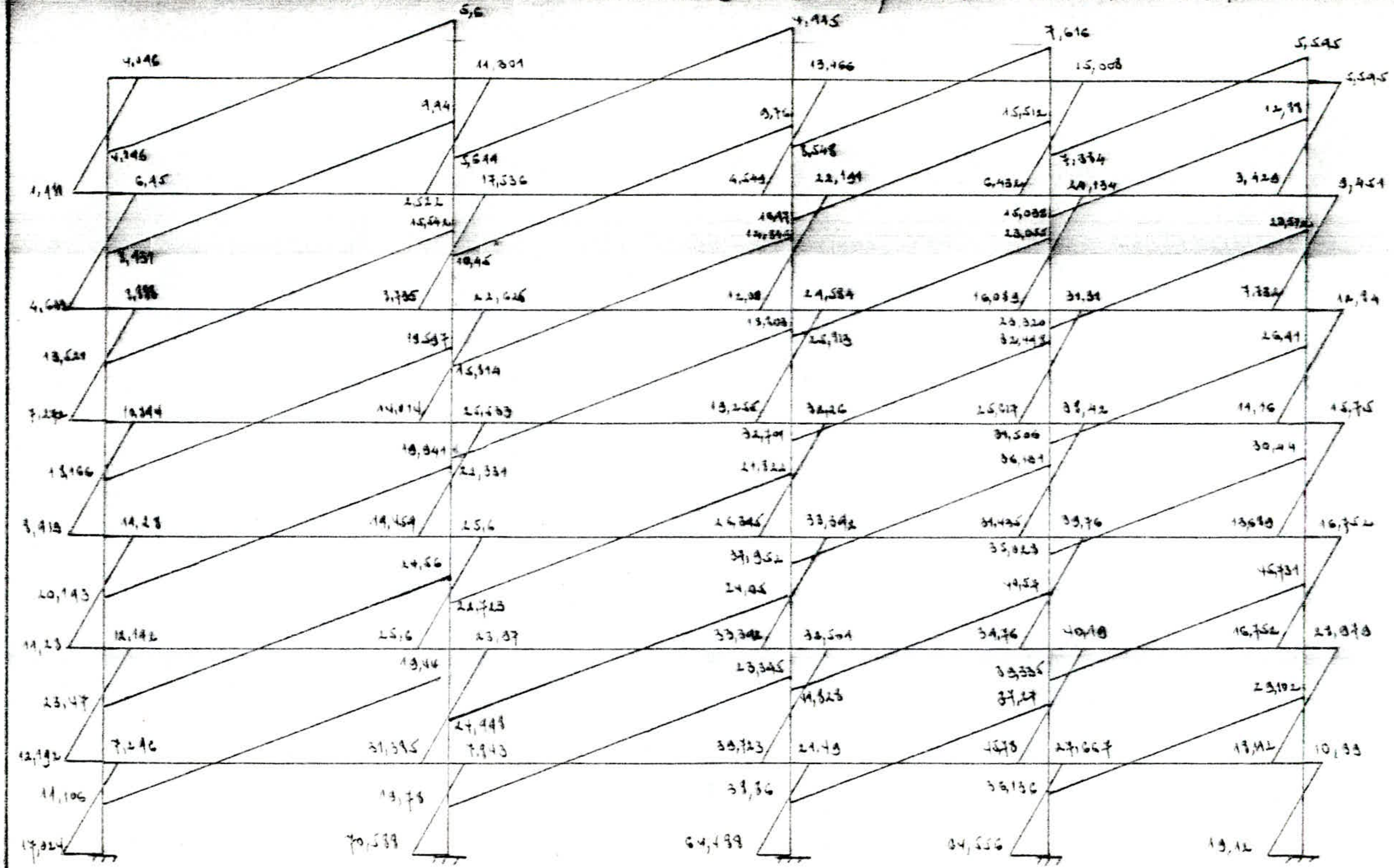


DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS SOUS $\vec{SH}$ / PORTIQUE TRANSVERSAL 7-7.



CHAPITRE : VI

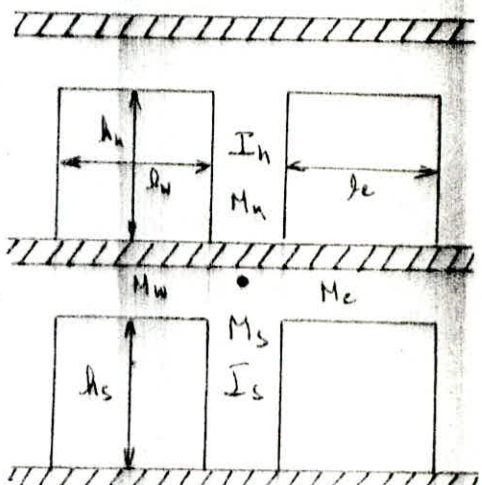
CALCUL DES CHARGES VERTICALES

- CALCUL DES CHARGES VERTICALES -

méthode utilisée :

6.1. Méthode de Caquot :

- Traçons fictifs de Poteaux :



$h'_n = 0,9 h_n$ si le nœud appartient à l'avant dernier plancher

$h'_n = 0,8 h_n$ sinon

$h'_s = 0,8 h_s$, sauf si le Poteaux sont articulés : $h'_s = h_s$.

$K_n = \dfrac{I_n}{h'_n}$, $K_s = \dfrac{I_s}{h'_s}$

- Travées fictives :

travées intermédiaires : $l'_w = 0,8\, l_w$, $l'_e = 0,8\, l_e$

$K_w = \dfrac{I_w}{l'_w}$, $K_e = \dfrac{I_e}{l'_e}$

travées de rive :

nœud de rive droite $\begin{cases} l'_w = 0,8\, l_w \\ l'_e = 0 \end{cases}$

nœud de rive gauche $\begin{cases} l'_w = 0 \\ l'_e = 0,8\, l_e \end{cases}$

Nœud voisin du nœud de rive :

$l'_{w_2} = \lambda_1 l_{w_2}$, $l_{w_2} = l_{1-2}$

avec $\left.\begin{array}{l} \lambda_1 = 0,8 \quad \text{pour } K_{s_1} + K_{n_1} \geq 1,5\, K_{e_1} \\ \lambda_1 = \left(1 - \dfrac{K_{s_1} + K_{n_1}}{7,5\, K_{e_1}}\right), \text{ si } K_{s_1} + K_{n_1} < 1,5\, K_{e_1} \end{array}\right\}$ Nœud de rive gauche.

Noeud voisin de rive droite (Noeud 3 de rive) :

$l'_{e_2} = X_3 \, l_{e_2}$, avec $X_3 = 0,8$, pour $K_{s_3} + K_{n_3} \geq 1,5 K_{w_3}$

$X_3 = 1 - \dfrac{K_{s_3} + K_{n_3}}{7,5 K_{w_3}}$, pour $K_{s_3} + K_{n_3} < 1,5 K_{w_3}$

on posera dans ce qui suit :

$$D = K_n + K_s + K_e + K_w.$$

– moments fictifs : $M'_w = \dfrac{q_w \, l'^2_w}{8,5}$, $M'_e = \dfrac{q_e \, l'^2_e}{8,5}$

• Calcul des moments :

– Noeud intermédiaire :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D}$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} \left(M'_e - M'_w\right)$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} \left(M'_e - M'_w\right)$$

– Noeud de rive :

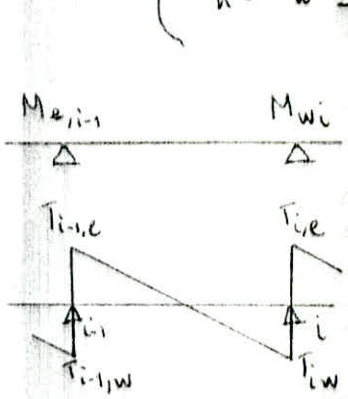
rive gauche : $\begin{cases} M_e = M'_e \left(1 - \dfrac{K_e}{D}\right) \\ M_s = M'_e \dfrac{K_s}{D} \\ M_n = M'_e \dfrac{K_n}{D} \end{cases}$, rive droite : $\begin{cases} M_w = M'_w \left(1 - \dfrac{K_w}{D}\right) \\ M_s = M'_w \cdot \dfrac{K_s}{D} \\ M_n = M'_w \cdot \dfrac{K_n}{D} \end{cases}$

6.1.2 – Moments en travées :

$$M_t = M_0 - \frac{M_{e,i-1} + M_{wi}}{2}$$

6.1.3 – Efforts tranchants dans les poutres

$$\begin{cases} T_{i-1,e} = \dfrac{q\,l}{2} + \dfrac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l} \\ T_{i,w} = -\dfrac{q\,l}{2} + \dfrac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l} \end{cases}$$



6.1.4 – Efforts normaux apportés par les poutres dans les poteaux.

$$\begin{cases} N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w} \\ N_i = T_{ie} - T_{iw} \end{cases}$$

$M_{i-1,e}$, M_{iw} en valeur absolue.

T_i en valeur algébrique

Schéma du Portique Longitudinal

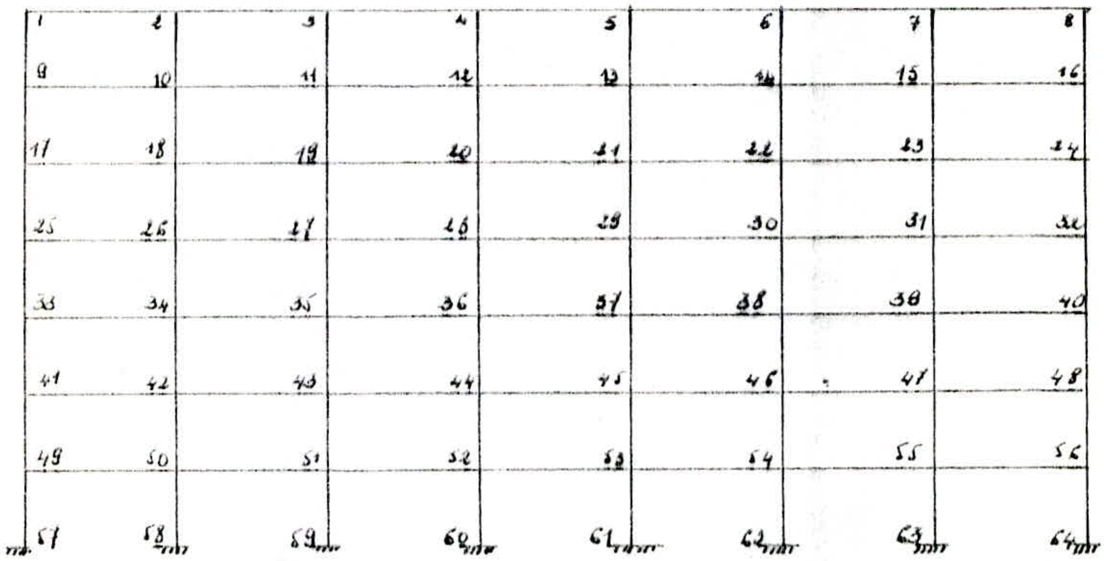
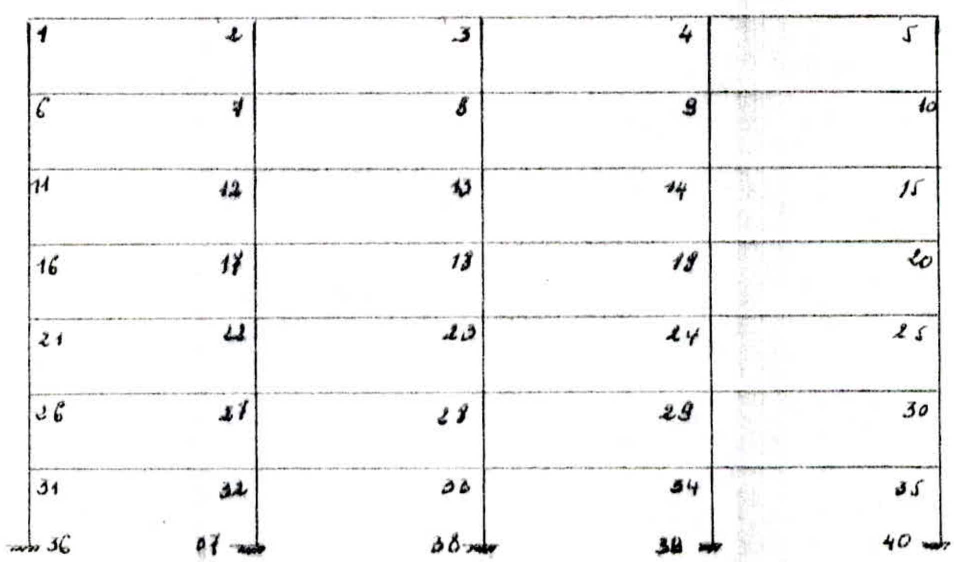


Schéma du portique Transversal.



6.2 Calcul des charges verticales revenant à chaque portique

6.2.1 – Portique transversal 7-7 :

surface revenant au portique : $S = 19,20 \times 3,60 = 69,12\ m^2$

– Charge permanente : Plancher terrasse ... $589 \times 3,60 = 2,12\ t/ml$

Poutres ..... $0,3 \times 0,3 \times 2,5 = 0,225\ t/ml$

$G = 2,345\ t/ml$

Surcharge : $P = 0,1 \times 3,60 = 0,36\ t/ml$.

– Charge permanente : Étage courant :

Plancher ...... $456,5 \times 3,6 = 1,643\ t/ml$

Poutres .... $= 0,225\ t/ml$

$G = 1,868\ t/ml$

Surcharge : $P = 0,25 \times 3,6 = 0,9\ t/ml$.

6.2.2 – Portique longitudinal D-D :

surface revenant au portique : $S = 0,65 \times 25,75 = 16,737\ m^2$.

– Niveau terrasse : * charge permanente :

Plancher .... $588 \times 0,65 = 0,382\ t/ml$

Poutres ...... $0,3 \times 0,5 \times 2,5 = 0,375\ t/ml$

$G = 0,757\ t/ml$

* Surcharge d'exploitation : $P = 0,10 \times 0,65 + 0,1 \times 0,3 = 0,095\ t/ml$

– Niveau étage courant * charge permanente :

Plancher ..... $456,5 \times 0,65 = 0,30\ t/ml$

Poutre .... $= 0,375\ t/ml$

* Surcharge P : $G = 0,67\ t/ml$

$P = 0,65 \times 0,25 + 0,3 \times 0,25 = 0,2375\ t/ml$ -

6.3 - Caractéristiques Géométriques du Portique Longitudinal.

Niveau	Noeud	L_w	L_e	h_n	h_s	10^4 $I=I_w=I_e$	10^4 $I=I_n=I_s$	L'_w	L'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	$D.10^{-4}$	X
VII	1	-	3,85	-	2,70	31,25	21,33	-	3,08	-	2,16	-	10,14	-	9,87	20,01	0,870
	2	3,85	2,95	-	2,70	31,25	62,5	3,35	2,36	-	2,16	9,33	13,24	-	28,93	51,5	-
	3	2,95	3,10	-	2,70	31,25	62,5	2,36	2,48	-	2,16	13,24	12,60	-	28,93	54,77	-
	4 5 6	3,10	3,10	-	2,70	31,25	62,5	2,48	2,48	-	2,16	12,60	12,60	-	28,93	54,13	
	7	3,10	3,15	-	2,70	31,25	62,5	2,48	2,83	-	2,16	12,60	11,16	-	28,93	52,69	
	8	3,15	-	-	2,70	31,25	21,33	2,52	-	-	2,16	12,40	-	-	9,87	22,27	0,89
VI	9	-	3,85	2,70	2,70	31,25	21,33	-	3,08	2,43	2,16	-	10,14	8,77	9,87	28,79	0,8
	10	3,85	2,95	2,70	2,70	31,25	62,5	3,08	2,36	2,43	2,16	10,14	13,24	25,72	28,93	78,05	-
	11	2,95	3,10	2,70	2,70	31,25	62,5	2,36	2,48	2,43	2,16	13,24	12,60	25,72	28,93	80,49	-
	12 13 14	3,10	3,10	2,70	2,70	31,25	62,5	2,48	2,48	2,43	2,16	12,60	12,60	25,72	28,93	79,85	-
	15	3,10	3,15	2,70	2,70	31,25	62,5	2,48	2,52	2,43	2,16	12,60	12,40	25,72	28,93	79,65	
	16	3,15	-	2,70	2,70	31,25	21,33	2,52	-	2,43	2,16	12,40	-	8,77	9,87	31,06	0,8
	17	--	3,85	2,70	2,70	31,25	21,33	-	3,08	2,16	2,16	-	10,14	9,87	9,87	29,89	0,8
V,	18	3,85	2,95	2,70	2,70	31,25	62,5	3,08	2,36	2,16	2,16	10,14	13,24	28,93	28,93	31,25	
IV	19	2,95	3,10	2,70	2,70	31,25	62,5	2,36	2,48	2,16	2,16	13,24	12,60	28,93	28,93	83,7	
III,	20 21 22	3,10	3,10	2,70	2,70	31,25	62,5	2,48	2,48	2,16	2,16	12,60	12,60	28,93	28,93	83,06	
II	23	3,10	3,15	2,70	2,70	31,25	62,5	2,48	2,52	2,16	2,16	12,60	12,40	28,93	28,93	82,86	
I	24	3,15	-	2,70	2,70	31,25	21,33	2,52	-	2,16	2,16	12,40	-	9,87	9,87	32,14	0,8

Poteaux intermédiaires : $I = \dfrac{0{,}6 \times 0{,}5^3}{12} = 62{,}5 \cdot 10^{-4}\ m^4$

Poteaux de rive : $I = 21{,}33 \cdot 10^{-4}\ m^4$, Poutres : $I = 31{,}25 \cdot 10^{-4}\ m^4$

6.4 – Caractéristiques Géométriques du Portique Transversal.

Niveau	Noeud	L_w	L_e	h_n	h_s	10^{-4} $I_w = I_e$	10^{-4} $I_n = I_s$	L'_w	L'_e	h'_n	h'_s	K_w	K_e	K_n	K_s	$D.10^{-4}$	χ
[illegible]	1	-	5,50	-	2,70	31,25	21,33	-	4,40	-	2,16	-	7,10	-	9,875	16,975	0,81
	2	5,50	5,40	-	2,70	31,25	90	4,455	4,32	-	2,16	7,01	7,23	-	41,66	55,9	
	3	5,40	3	-	2,70	31,25	90	4,32	2,4	-	2,16	7,23	13,02	-	41,66	61,91	
	4	3	3,10	-	2,70	31,25	90	2,4	2,16	-	2,16	13,02	11,32	-	41,66	66,02	
	5	3,10	-	-	2,70	31,25	21,33	2,48	-	-	2,16	12,6	-	-	9,875	22,47	0,89
[illegible]	6	-	5,5	2,70	2,70	31,25	21,33	-	4,4	2,43	2,16	-	7,10	8,77	9,875	25,74	0,8
	7	5,5	5,40	2,7	2,7	31,25	90	4,4	4,32	2,43	2,16	7,1	7,23	37,07	41,66	93,06	
	8	5,4	3	2,7	2,7	31,25	90	4,32	2,4	2,43	2,16	7,23	13,02	37,07	41,66	98,98	
	9	3	3,10	2,7	2,7	31,25	90	2,4	2,48	2,43	2,16	13,02	12,6	37,07	41,66	104,35	
	10	3,10	-	2,7	2,7	31,25	21,33	2,48	-	2,43	2,16	12,6	-	8,77	9,875	31,24	0,802
[illegible]	11	-	5,5	2,70	2,7	31,25	21,33	-	4,4	2,16	2,16	-	7,10	9,875	9,875	26,85	0,8
	12	5,5	5,40	2,7	2,7	31,25	90	4,4	4,32	2,16	2,16	7,1	7,23	37,07	37,07	88,47	
	13	5,4	3	2,7	2,7	31,25	90	4,32	2,4	2,16	2,16	7,23	13,02	37,07	37,07	94,39	
	14	3	3,10	2,7	2,7	31,25	90	2,4	2,48	2,16	2,16	13,02	12,6	37,07	37,07	99,76	
	15	3,10	-	2,7	2,7	31,25	21,33	2,48	-	2,16	2,16	12,6	-	9,875	9,875	32,35	0,8

Moments d'inertie :

Poteaux de rive : $I = \frac{0,4 \times 0,4^3}{12} = 21,33 \cdot 10^{-4}\ m^4$

Poteaux intermédiaires : $I = \frac{0,5 \times 0,6^3}{12} = 90 \cdot 10^{-4}\ m^4$

Poutres : $I = \frac{0,3 \times 0,5^3}{12} = 31,25 \cdot 10^{-4}\ m^4$

6.5 _ Calcul des Efforts sous / G

_ Portique Transversal _

Niveau	Noeud	L'_e	L'_w	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s	Travée	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=L)}$	M_t	N
VII	1	4,4	-	2,345	-	5,34	-	3,10	-	-	3,10	1 - 2	6,646	-7,42	6,288	6,646
	2	4,32	4,45	2,345	2,345	5,148	5,47	5,189	5,429	-	-0,239	2 - 3	7,11	-6,95	5,59	14,58
	3	2,4	4,32	2,345	2,345	1,589	5,148	2,337	4,73	-	-2,39	3 - 4	4,398	-4,04	1,786	11,348
	4	2,76	2,4	2,345	2,345	2,10	1,589	-2,012	1,689	-	0,322	4 - 5	4,573	-3,87	2,42	8,613
	5	-	2,48	-	2,345	-	1,696	-	0,745	-	0,745				/	3,87
VI	6	4,4	-	1,868	-	4,254	-	3,08	-	1,45	1,632	6 - 7	5,41	-5,79	4,746	5,41
	7	4,32	4,4	1,868	1,868	4,10	4,254	4,11	4,24	-0,061	-0,068	7 - 8	5,604	-5,53	4,404	11,394
	8	2,4	4,32	1,868	1,868	1,265	4,10	1,63	3,893	-1,06	-1,19	8 - 9	3,463	-3,26	1,569	8,993
	9	2,48	2,4	1,868	1,868	1,351	1,265	1,34	1,275	0,0305	0,034	9 - 10	3,51	-3,21	1,953	6,77
	10	-	2,48	-	1,868	-	1,35	-	0,8055	0,379	0,426					3,21
I, II, III, IV, V	11	4,4	-	1,868	-	4,254	-	3,128	-	1,564	1,564	11 - 12	5,418	-5,789	4,72	5,418
	12	4,32	4,4	1,868	1,868	4,10	4,254	4,11	4,24	0,064	-0,064	12 - 13	5,64	-5,56	4,41	11,43
	13	2,4	4,32	1,868	1,868	1,265	4,10	1,656	3,88	-1,113	-1,113	13 - 14	3,47	-3,25	1,563	9,03
	14	2,48	2,4	1,868	1,868	1,351	1,265	1,34	1,27	0,03	0,03	14 - 15	3,505	-3,22	1,944	6,755
	15	-	2,48	-	1,868	-	1,351	-	0,824	0,412	0,412					3,22

6.6 – Calcul des Efforts dus / P.

– Portique Transversal –

Niveau	Noeud	L'_e	L'_w	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s	Travée	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=L)}$	M_t	N
VII	1	4,4	-	0,36	-	0,849	-	0,477	-	-	0,477	1 – 2	1,02	-1,14	0,965	1,02
	2	4,32	4,455	0,36	0,36	0,7904	0,84	0,796	0,833	-	-0,037	2 – 3	1,09	-1,048	0,859	2,23
	3	2,4	4,32	0,36	0,36	0,244	0,79	0,358	0,726	-	-0,367	3 – 4	0,615	-0,62	0,274	1,743
	4	2,16	2,4	0,36	0,36	0,322	0,244	0,308	0,26	-	0,04	4 – 5	0,708	-0,534	0,357	1,32
	5	-	2,48	-	0,36	-	0,26	-	0,114	-	0,114					0,594
VI	6	4,4	-	0,9	-	2,05	-	1,48	-	0,696	0,786	6 - 7	2,606	-2,79	2,288	2,606
	7	4,32	4,4	0,9	0,9	1,876	2,05	1,98	2,044	-0,029	-0,033	7 - 8	2,71	-2,68	2,122	5,504
	8	2,4	4,32	0,9	0,9	0,61	1,976	0,789	1,876	-0,511	-0,575	8 - 9	1,668	-1,57	0,756	4,348
	9	2,48	2,4	0,9	0,9	0,651	0,61	0,646	0,615	0,014	0,016	9 - 10	1,691	-1,548	0,941	3,26
	10	-	2,48	-	0,9	-	0,65	-	0,388	0,182	0,205					1,548
V · IV · III · II · I	11	4,4	-	0,9	-	2,05	-	1,508	-	0,754	0,754	11 - 12	2,61	-2,789	2,27	2,61
	12	4,32	4,4	0,9	0,9	1,976	2,05	1,982	2,044	-0,031	-0,031	12 - 13	2,717	-2,68	2,123	5,507
	13	2,4	4,32	0,9	0,9	0,61	1,976	0,798	1,871	-0,536	-0,536	13- 14	1,67	-1,569	0,75	4,35
	14	2,48	2,4	0,9	0,9	0,651	0,61	0,645	0,615	0,0152	0,015	14- 15	1,689	-1,55	0,936	3,258
	15	-	2,48		0,9	-	0,651	-	0,397	0,181	0,198					1,55

6.7 - Calcul des Efforts sous / G
- Portique Longitudinal -

Niveau	Noeud	L'_e	L'_w	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s	Travée	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=L)}$	M_t	N
VII	1	3,08	-	0,757	-	0,844	-	0,416	-	-	0,416	1 - 2	1,51	-1,74	1,088	1,51
	2	2,36	3,35	0,757	0,757	0,486	0,999	0,625	0,901	-	-0,282	2 - 3	1,339	-1,274	0,559	1,339
	3	2,48	2,36	0,757	0,757	0,547	0,486	0,535	0,508	-	0,027	3 - 4	1,359	-1,366	0,685	2,631
	4 5	2,48	2,48	0,757	0,757	0,547	0,547	0,547	0,547	-	0	4 - 5 5 - 6	1,36	-1,36	0,679	2,72
	6	2,48	2,48	0,757	0,757	0,547	0,547	0,547	0,547	-	0	6 - 7	1,35	-1,37	0,689	2,71
	7	2,83	2,48	0,757	0,757	0,713	0,547	0,677	0,586	-	0,091	7 - 8	1,48	-1,24	0,763	2,85
	8	-	2,52	0,757	0,757	-	0,565	-	0,250	-	0,250					1,24
III	9	3,08	-	0,67	0,67	0,747	-	0,484	-	0,227	0,256	9 - 10	1,388	-1,49	0,953	1,388
	10	2,36	3,08	0,67	0,67	0,44	0,747	0,492	0,707	-0,101	-0,113	10 - 11	1,169	-1,142	0,527	2,661
	11	2,48	2,36	0,67	0,67	0,484	0,439	0,477	0,446	0,014	0,016	11 - 12	1,204	-1,208	0,605	2,346
	12 13	2,48	2,48	0,67	0,67	0,484	0,484	0,484	0,484	0	0	12 - 13 13 - 14	1,206	-1,206	0,601	2,414
	14	2,48	2,48	0,67	0,67	0,484	0,484	0,484	0,484	0	0	14 - 15	1,205	-1,206	0,6	2,411
	15	2,52	2,48	0,67	0,67	0,5	0,484	0,491	0,486	0,005	0,006	15 - 16	1,26	-1,15	0,681	2,466
	16	-	2,52	0,67	0,67	-	0,5	-	0,3	0,141	0,159		-	-		1,15
V - IV - III - II - I	17	3,08	-	0,67	0,67	0,747	-	0,493	-	0,246	0,246	17 - 18	1,39	-1,49	0,948	1,39
	18	2,36	3,08	0,67	0,67	0,439	0,747	0,489	0,707	-0,109	-0,109	18 - 19	1,168	-1,14	0,529	2,662
	19	2,48	2,36	0,67	0,67	0,484	0,439	0,477	0,446	0,015	0,015	19 - 20	1,204	-1,208	0,605	2,344
	20 21	2,48	2,48	0,67	0,67	0,484	0,484	0,484	0,484	0	0	20 - 21 21 - 22	1,206	-1,206	0,601	2,414
	22	2,48	2,48	0,67	0,67	0,484	0,484	0,484	0,484	0	0	22 - 23	1,205	-1,20	0,6	2,411
	23	2,52	2,48	0,67	0,67	0,5	0,484	0,491	0,486	0,005	0,005	23 - 24	1,258	-1,153	0,683	2,464
	24	-	2,52	-	0,67	-	0,5	-	0,307	0,153	0,153					1,153

6.8- Calcul des Efforts sous/P.

- Portique Longitudinal -

Niveau	Nœuds	L'_e	L'_w	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_i	M_s	Travée	$T_{(x=0)}$	$T_{(x=l)}$	M_t	N
VII	1	3,08	-	0,095	-	0,106	-	0,052	-	-	0,052	1 - 2	0,190	-0,22	0,052	0,19
	2	2,36	3,55	0,095	0,095	0,062	0,125	0,078	0,133	-	-0,035	2 - 3	0,168	-0,159	0,071	0,388
	3	2,48	2,36	0,095	0,095	0,068	0,062	0,066	0,063	-	0,003	3 - 4	0,170	-0,171	0,087	0,329
	4 5	2,48	2,48	0,095	0,095	0,068	0,068	0,068	0,068	-	0	4 - 5 5 - 6	0,171	-0,171	0,086	0,342
	6	2,48	2,48	0,095	0,095	0,068	0,068	0,068	0,068	-	0	6 - 7	0,169	-0,172	0,083	0,340
	7	2,83	2,48	0,095	0,095	0,089	0,068	0,084	0,073	-	0,011	7 - 8	0,185	-0,156	0,096	0,357
	8	-	2,52	-	0,095	-	0,071	-	0,031	-	0,031		-	-	-	0,156
VI	9	3,08	-	0,237	-	0,264	-	0,171	-	0,081	0,09	9 - 10	0,491	-0,527	0,337	0,491
	10	2,36	3,08	0,237	0,237	0,155	0,264	0,173	0,249	-0,035	-0,04	10 - 11	0,413	-0,404	0,187	0,94
	11	2,48	2,36	0,237	0,237	0,171	0,155	0,168	0,157	0,005	0,006	11 - 12	0,425	-0,427	0,214	0,829
	12 13	2,48	2,48	0,237	0,237	0,171	0,171	0,171	0,171	0	0	12 - 13 13 - 14	0,426	-0,426	0,213	0,853
	14	2,48	2,48	0,237	0,237	0,171	0,171	0,171	0,171	0	0	15 - 16	0,426	-0,426	0,213	0,852
	15	2,52	2,48	0,237	0,237	0,177	0,171	0,176	0,172	0,002	0,002	16 - 17	0,446	-0,407	0,243	0,872
	16	-	2,52	-	0,237	-	0,177	-	0,106	0,05	0,056					0,407
	17	3,08	-	0,237	-	0,264	-	0,174	-	0,087	0,087	17 - 18	0,492	-0,527	0,335	0,492
V	18	2,36	3,08	0,237	0,237	0,155	0,264	0,173	0,250	-0,038	-0,038	18 - 19	0,413	-0,404	0,187	0,94
	19	2,48	2,36	0,237	0,237	0,171	0,155	0,168	0,157	0,005	0,005	19 - 20	0,425	-0,427	0,214	0,829
IV	20 21	2,48	2,48	0,237	0,237	0,171	0,171	0,171	0,171	0	0	20 - 21 21 - 22	0,426	-0,426	0,213	0,853
III	22	2,48	2,48	0,237	0,237	0,171	0,171	0,171	0,171	0	0	22 - 23	0,426	-0,426	0,214	0,852
II	23	2,52	2,48	0,237	0,237	0,177	0,171	0,176	0,172	0,002	0,002	23 - 24	0,445	-0,407	0,242	0,871
I	24	-	2,52	-	0,237	-	0,177	-	0,108	0,064	0,064		-	-	-	0,407

CHAPITRE : VII

- COMBINAISON DES CHARGES -

COMBINAISONS DES SURCHARGES

α.

La sollicitation développée par les surcharges pesantes d'exploitation est prépondérante devant celle due au vent.
La sollicitation totale pondérée du 1er genre à considérer sera donc : $G + 1{,}2P$

Celle du second genre : $G + P + S_{iH}$.

- Pour les poutres : 1er genre : $G + 1{,}2P$

  2e genre : $G + P + \overleftrightarrow{S}_{iH}$

  $0{,}8G + \overleftrightarrow{S}_{iH}$

- Pour les poteaux : 1er genre : $G + 1{,}2P$

  2e genre : $G + P + \overleftrightarrow{S}_{iH}$

  $G + P + 1{,}2\overleftrightarrow{S}_{iH}$

  $0{,}8G + \overleftrightarrow{S}_{iH}$.

. Moments en travée des poutres (Art A.12 CCBA 68)

Pour déterminer les moments en travée, on trace les courbes des moments de la travée indépendante complète de portée L avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges on prend comme ligne de fermeture.

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.

- Pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.

Et ceci dans chaque cas de charge en supposant que les charges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple : soit à calculer le moment sous $G + 1,2P$

en travée et sur appuis :

On calcule le moment isostatique M_0 sous $G+1,2P$. Soc

moment en travée sera : $\begin{cases} M_t = M_0(G+1,2P) - \dfrac{M_e(G) + M_w(G)}{2} \\ \\ M_a = M_a(G) + M_a(1,2P) \end{cases}$

" sur appui sera :

7.1 – Moment fléchissant dans les parties S/SP1 : $G+1,2P$.

Portique transversal 7-7.

NIV.	Travée	L	S/G : $\frac{M_e+M_w}{2}$	G + 1,2 P				
				M_0	q_0	M_t	M_w	M_e
TERRASSE	1 - 2	6.00	4,264	12,496	2,777	9,23	3,07	6,428
	2 - 3	6,00	4,459	12,496	2,777	7,237	6,144	5,601
	3 - 4	3,60	2,013	4,498	2,777	2,485	1,766	2,001
	4 - 5	3,60	1,378	4,498	2,777	3,12	2,081	0,882
NIVEAU [5]	6 - 7	6,00	3,664	10,27	2,949	9,606	4,856	6,69
	7 - 8	6,00	4,001	10,27	2,949	4,27	6,486	6,144
	8 - 9	3,60	1,456	4,777	2,949	3,321	2,514	2,013
	9 - 10	3,60	1,072	4,777	2,949	3,705	2,115	1,271
NIVEAUX [1] à [4]	11 - 12	6,00	3,68	10,27	2,949	9,69	4,95	6,69
	12 - 13	6,00	3,995	10,27	2,949	4,275	6,498	6,126
	13 - 14	3,60	1,463	4,777	2,949	3,314	2,015	2,008
	14 - 15	3,60	1,082	4,777	2,949	3,695	2,116	1,5

7.2-Moments fléchissants, S/SP1 dans le portique long. D-D.

NIV.	TRAVÉE	L	S/C: (Me+Mw)/2	G + 1,2 P				
				M0	1.	Mt	Mw	Me
TERRASSE	1-2	4.30	0,6615	2,013	0,871	1,351	0,478	1,042
	2-3	3.45	0,5665	1,295	0,871	0,729	0,718	0,583
	3-4	3.60	0,5415	1,411	0,871	0,87	0,615	0,628
	4-5	3.60	0,547	1,411	0,871	0,864	0,628	0,628
	5-6	3.60	0,547	1,411	0,871	0,864	0,628	0,628
	6-7	3.60	0,5665	1,411	0,871	0,8445	0,628	0,673
	7-8	3.60	0,4635	1,411	0,871	0,9475	0,777	0,286
NIVEAU 8	9-10	4.30	0,5955	0,205	0,954	1,610	0,689	1,005
	10-11	3.45	0,469	1,419	0,954	0,95	0,669	0,604
	11-12	3.60	0,480	1,546	0,954	1,065	0,678	0,689
	12-13	3.60	0,484	1,546	0,954	1,062	0,689	0,689
	13-14	3.60	0,484	1,546	0,954	1,062	0,689	0,689
	14-15	3.60	0,485	1,546	0,954	1,061	0,689	0,692
	15-16	3.60	0,3985	1,546	0,954	1,147	0,708	0,427
NIVEAUX 1 à 7	17-18	4.30	0,6005	2,205	0,954	1,605	0,701	1,008
	18-19	3.45	0,4675	1,419	0,954	0,951	0,696	0,604
	19-20	3.60	0,4806	1,546	0,954	1,065	0,678	0,689
	20-21	3.60	0,484	1,546	0,954	1,062	0,689	0,689
	21-22	3.60	0,484	1,546	0,954	1,062	0,689	0,689
	22-23	3.60	0,485	1,546	0,954	1,061	0,689	0,689
	23-24	3.60	0,402	1,546	0,954	1,144	0,708	0,436

7.3 – Combinaison des Moments dans les poutres Portique Transversal 7-7.

NIV	TRAVÉE	$G + P + \vec{S}_{in}$			$G + P + \overleftarrow{S}_{in}$			$0,8G + \vec{S}_{in}$			$0,8G + \overleftarrow{S}_{in}$		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
[illegible]	1-2	0,519	9,156	-11,862	-7,67	8,66	-0,667	1,616	4,27	-9,943	-6,576	5,78	1,256
	2-3	-0,286	7,628	-10,371	-11,684	6,844	-0,541	1,647	4,864	-8,699	-9,850	4,08	1,131
	3-4	5,853	2,835	-9,56	-11,24	1,9	5,667	6,678	1,89	-8,967	-10,41	0,962	6,264
	4-5	5,064	3,898	-6,151	-9,704	2,17	4,757	5,774	2,83	-6,191	-8,993	1,042	4,339
[illegible]	6-7	4,371	9,288	-16,224	-13,49	9,296	3,656	6,467	3,29	-13,33	-11,39	4,3	6,548
	7-8	4,025	8,57	-15,5	-16,203	8,33	3,991	6,827	3,63	-12,87	-13,40	3,4	6,645
	8-9	14,547	3,759	-17,4	-19,1	2,29	13,622	15,66	1,98	-16,53	-18,28	0,52	14,442
	9-10	10,052	4,49	-14,07	-17,024	2,38	11,68	13,966	2,64	-13,52	-16,11	0,483	12,235
[illegible]	11-12	8,884	7,76	21,82	-18,757	9,78	9,258	11,016	2,76	-18,9	-16,02	4,79	12,15
	12-13	9,122	8,95	-20,293	-21,9	7,98	11,7	12,526	4,014	-15,95	-18,1	8,04	13,826
	13-14	23,36	3,3	-25,44	-28,26	2,14	22,07	24,49	2,129	-25,12	-27,13	0,377	22,983
	14-15	21,33	4,776	-21,13	-25,3	2,028	19,35	22,24	2,929	-23,23	-24,39	0,135	19,012
[illegible]	16-17	13,324	8,067	23,88	22,8	4,49	16,313	15,66	3,061	-22,18	-20,66	4,49	16,205
	17-18	13,85	9,08	-24,651	-26,03	7,892	13,65	16,65	4,09	-21,9	-23,23	2,459	15,696
	18-19	30,247	3,122	-34,38	-33,15	2,92	30,61	31,37	1,85	-33,5	-34,025	1,149	31,48
	19-20	29,52	5,69	-28,13	-30,49	1,104	26,69	30,48	3,85	-27,56	-32,578	-0,74	26,25
[illegible]	21-22	15,556	7,78	-28,61	-24,83	9,918	16,047	17,68	2,707	-25,72	-22,69	4,84	18,909
	22-23	16,63	9,94	24,57	-28,81	8,011	16,07	19,485	3,97	-24,96	-26,011	0,57	19,718
	23-24	35,498	3,98	-38,016	-40,406	2,11	34,24	36,629	2,16	-37,14	-39,27	0,34	35,115
	24-25	33,04	5,695	-31,66	-37,01	1,11	29,12	38,956	3,84	-31,09	-36,1	-0,73	28,78
[illegible]	26-27	19,833	8,23	-30,84	-28,107	1,02	18,27	20,966	0,23	-27,95	-25,97	4,023	21,160
	27-28	18,908	8,935	-29,8	-31,09	7,987	18,299	21,71	4,002	-27,15	-28,28	3,05	20,946
	28-29	39,374	3,65	-42,45	-44,28	2,392	38,68	40,5	1,879	-41,58	-43,15	0,621	39,55
	29-30	37,35	5,64	-36,08	-41,02	1,165	33,68	38,26	0,79	-38,51	-40,4	-0,68	34,2
H1	31-32	14,851	9,8	-23,724	-24,120	8,15	13,152	16,98	3,9	-22,83	-21,99	3,75	16,048
	32-33	16,686	7,790	-28,09	-25,846	9,74	16,594	16,49	2,24	-25,44	-28,06	4,81	19,241
	33-34	36,406	3,87	-39,15	-41,81	2,23	35,38	37,53	2,043	-38,28	-40,18	0,457	36,25
	34-35	34,15	6,919	-29,70	-38,12	4,11	29,88	35,06	5,07	-29,76	-37,2	1,96	28,14

7.4 - Combinaisons des Moments dans les poutres

Portique longitudinal D - D

NIV	TRAVÉE	G + P + $\overrightarrow{S_{H}}$			G + P + $\overleftarrow{S_{H}}$			0,8G + $\overrightarrow{S_{H}}$			0,8G + $\overleftarrow{S_{H}}$		
		M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e
	1 - 2	3,303	1,222	-4,449	1,238	1,31	2,409	8,137	0,791	-4,65	-4,102	0,940	3,203
	2 - 3	-4,402	0,172	-3,464	-4,738	0,63	4,322	4,505	0,518	-5,29	-5,535	0,376	4,486
	3 - 4	4,073	1,32	-5,335	-5,293	1,348	4,125	4,246	0,529	-5,177	-5,102	0,568	4,27
	4 à 6	-4,100	0,83	-4,533	-5,355	0,803	4,125	4,272	0,543	-5,177	-5,177	0,543	4,302
	6 - 7	4,1	0,81	-5,339	5,355	0,81	4,081	4,362	0,527	-5,208	-5,177	0,527	4,271
	7 - 8	3,919	1,228	-4,684	5,501	0,605	3,492	4,198	0,922	-4,54	-5,281	0,298	3,636
	9 - 10	7,451	1,045	-9,972	-8,761	1,455	8,06	7,718	1,007	-9,581	-8,493	1,217	8,450
	10 - 11	10,89	1,04	-11,838	-12,22	0,72	10,651	11,161	0,581	-11,59	-11,840	0,26	10,87
	11 - 12	10,036	0,348	-11,493	11,376	1,022	10,185	10,349	0,444	-11,127	-11,112	0,524	10,452
	12 à 14	10,156	0,98	-11,466	-11,466	0,98	10,156	10,423	0,48	-11,19	-11,198	0,48	10,423
	14 - 15	10,156	0,984	-11,469	11,466	0,984	10,153	10,423	0,49	-11,19	-11,108	0,48	10,422
	15 - 16	10,138	1,828	-9,701	11,481	0,314	8,889	10,413	1,3	-8,535	-11,208	-0,2	9,055
	17 - 18	12,723	1,48	-14,362	-14,063	1,21	12,469	13,221	0,743	-13,88	-13,790	0,77	12,860
	18 - 19	16,346	1,12	-17,333	17,870	0,882	16,129	16,816	0,66	-17,08	17,598	0,185	16,375
	19 - 20	15,331	0,790	-17,016	-16,627	1,17	15,406	15,60	0,285	-16,746	-16,363	0,693	15,978
	20 à 22	15,705	0,98	-17,013	-17,013	0,98	15,705	15,972	0,48	-16,747	-16,747	0,480	15,972
	22 - 23	15,705	0,984	-17,018	-17,014	0,884	15,701	15,972	0,48	-16,748	-16,747	0,48	15,874
	23 - 24	15,697	1,78	-15,345	-17,005	0,551	14,515	15,962	1,26	-15,175	-16,757	-0,168	14,684
	25 - 26	16,683	1	-19,278	18,077	1,98	17,381	16,855	0,27	-18,886	17,744	1,24	17,758
	26 - 27	22,818	1,377	-23,19	-24,149	0,387	21,667	20,08	0,91	-21,94	-23,87	-0,071	22,13
	27 - 28	20,955	0,908	-22,24	-22,123	1,060	20,985	21,09	0,404	-22,024	-21,86	0,564	21,25
	28 à 30	20,985	0,985	-22,29	-22,293	0,985	20,985	21,252	0,48	-22,024	-22,027	0,48	21,25
	30 - 31	20,985	0,984	-22,298	-22,298	0,984	20,981	21,252	0,48	-22,028	-22,027	0,48	21,25
	31 - 32	20,967	2,14	-19,893	22,316	0,615	19,563	21,241	1,626	-18,720	-22,027	0,47	21,15
	33 - 34	19,626	0,889	-21,249	-19,95	1,95	18,329	18,608	0,26	-20,85	-22,027	-0,53	18,23
	34 - 35	25,928	1,377	-25,604	-26,651	0,381	24,399	25,598	0,818	-25,85	-18,69	1,255	18,72
	35 - 36	23,241	0,9	-24,774	-24,581	1,07	23,404	20,504	0,307	-24,44	-26,88	-0,0719	24,64
	36 à 38	23,404	0,987	-24,714	-24,714	0,985	23,404	23,671	0,48	-24,44	-24,26	0,57	23,67
	38 - 39	23,404	0,984	-24,714	-24,714	0,984	23,404	23,674	0,48	-24,44	-24,44	0,48	23,67
	39 - 40	23,386	2,11	-22,389	-24,733	0,427	21,559	20,651	1,588	-22,218	-24,44	0,49	20,67
	41 - 42	21,768	1,053	-24,278	23,102	1,938	21,361	22,04	0,316	[illegible]	-24,45	-0,40	21,72
	42 - 43	28,228	1,289	-29,688	-30,552	0,475	28,477	29,48	0,83	-29,48	-22,820	1,2	22,758
	43 - 44	27,125	0,768	-28,864	-28,413	1,21	27,559	27,38	0,262	-28,21	-30,281	0,016	28,057
	44 à 46	27,559	0,985	-28,869	-28,869	0,985	27,559	27,82	0,48	-28,60	-28,161	0,706	27,761
	46 - 47	27,559	0,984	-28,872	-28,869	0,984	27,556	27,82	0,48	-28,60	-28,60	0,49	27,82
	47 - 48	27,541	2,55	-25,657	-28,889	0,418	[illegible]	27,81	2,026	-25,48	-28,601	0,49	27,72
	49 - 50	18,548	1,3	-21,368	-20,881	1,69	19,452	18,82	0,563	-20,47	-21,61	-0,83	24,99
	50 - 51	25,488	1,05	-27,303	-26,812	1,65	24,067	25,75	0,128	-27,056	-20,649	0,95	19,84
	51 - 52	24,905	1,37	-26,345	-26,195	1,56	25,085	25,168	0,393	-25,74	-26,54	0,723	25,317
	52 à 54	25,085	0,985	-26,395	-26,395	0,985	25,085	25,352	0,48	-26,12	-26,127	0,48	25,35
	54 - 55	25,085	0,984	-26,398	-26,395	0,984	25,082	25,352	0,48	-26,11	-26,127	0,48	25,25
	55 - 56	25,067	2,65	-22,912	-26,413	0,524	22,142	25,342	2,13	-22,90	-26,107	-1,04	22,511

7.5- Combinaisons des Efforts Tranchants dans les Poutres.

Portique Transversal 7-7

NIV.	TRAVEE	$G+P+\vec{S}_H$ T(x=0)	$G+P+\vec{S}_H$ T(x=L)	$G+P+\overleftarrow{S}_H$ T(x=0)	$G+P+\overleftarrow{S}_H$ T(x=L)	$0,8G+\vec{S}_H$ T(x=0)	$0,8G+\vec{S}_H$ T(x=L)	$0,8G+\overleftarrow{S}_H$ T(x=0)	$0,8G+\overleftarrow{S}_H$ T(x=L)
[illegible]	1-2	6,05	-10,176	9,326	6,944	3,7	-7,552	6,9328	-4,02
	2-3	6,731	-8,78	1,969	-6,249	3,92	-1,329	7,457	-3,791
	3-4	0,583	-9,15	9,56	-0,17	-0,97	-7,722	8,008	1,258
	4-5	1,668	-8,069	8,87	-0,859	0,0584	-8,069	7,263	0,509
[illegible]	6-7	4,871	-11,73	11,161	-5,48	1,183	-7,777	7,473	-1,487
	7-8	5	-11,52	11,624	-4,9	1,16	-7,73	7,79	-1,11
	8-9	-8,89	-13,858	14,159	4,1	-6,25	-11,63	11,79	6,42
	9-10	-2,55	-12,51	12,95	2,99	-4,94	-10,32	10,56	5,187
[illegible]	11-12	3,185	-13,4	12,971	-3,739	-0,508	-9,47	9,17	0,211
	12-13	3,249	-13,35	13,467	-3,13	-0,597	-9,557	9,621	0,661
	13-14	-8,712	-18,66	18,996	9,031	-11,07	-18,45	16,63	11,255
	14-15	-6,99	-16,962	17,39	7,422	-9,38	-14,768	14,996	9,616
[illegible]	16-17	1,738	-14,86	-14,318	2,28	-1,955	10,92	10,624	4,058
	17-18	1,901	-14,69	14,815	-1,783	-1,945	-10,905	10,969	2,009
	18-19	-12,97	-22,93	23,25	13,29	-15,33	-20,71	20,896	15,51
	19-20	-11,03	-20,996	21,42	11,156	-13,42	-18,79	19,03	13,65
[illegible]	21-22	0,941	-15,665	15,115	-1,49	-2,75	-11,71	11,21	2,455
	22-23	0,937	-15,66	15,78	-0,816	-2,912	-11,87	11,936	2,976
	23-24	-15,738	-25,39	25,718	15,75	-17,8	-23,17	23,354	17,97
	24-25	-12,99	-22,95	23,079	13,415	-15,38	-20,76	20,989	15,609
[illegible]	26-27	0,022	-16,58	16,034	-0,572	-3,67	-12,63	12,34	3,374
	27-28	0,184	-16,41	16,532	-0,066	-3,66	-12,62	12,68	3,72
	28-29	-17,74	-27,7	27,028	18,66	-20,112	-25,488	25,664	20,289
	29-30	-15,4	-25,37	25,79	15,88	-17,78	-23,772	23,404	18,024
H	31-32	1,57	-15,06	14,516	-2,08	-2,153	-11,11	10,822	1,856
	32-33	1,388	-15,26	15,379	-1,22	-2,5	-11,46	11,58	2,57
	33-34	-16	-25,96	26,28	16,82	-18,37	-23,74	23,92	18,548
	34-35	-12,92	-22,89	23,81	13,35	-15,82	-20,896	20,92	15,544

7.6 - Combinaisons des Efforts Tranchants dans les poutres.

- Portique Longitudinal D-D -

NIV	TRAVEE	G + P + 5 Tn		G + P + 5 In		0,8G + 5 Tn		0,8G + 5 In	
		T(x=0)	T(x=L)	T(x=0)	T(x=L)	T(x=0)	T(x=L)	T(x=0)	T(x=L)
[illegible]	1-2	0,09	-3,75	3,19	-0,17	-0,582	-3,192	2,998	1,398
	2-3	-1,07	-4,308	4,387	1,146	-1,805	-3,994	3,948	1,859
	3-4	-1,078	-4,144	4,186	1,07	-1,519	-3,699	3,694	1,514
	4-6	-1,086	-4,148	4,148	1,086	-1,528	-3,705	3,705	1,529
	6-7	-1,098	-4,159	4,136	1,075	-1,587	-3,718	3,697	1,521
	7-8	-0,775	-3,836	4,105	1,044	-1,256	-3,442	3,624	1,448
[illegible]	9-10	-2,101	-5,999	5,859	1,961	-2,669	-5,173	5,080	2,786
	10-11	-5,018	-8,146	8,182	5,054	-5,664	-7,513	7,535	5,686
	11-12	-4,657	-7,618	7,612	4,348	-5,019	-6,949	6,946	5,016
	12-14	-4,368	-7,632	7,632	4,368	-5,035	-6,964	6,964	5,035
	14-15	-4,369	-7,632	7,632	4,368	-5,036	-6,964	6,964	5,035
	15-16	-3,819	-7,142	7,291	4,028	-4,577	-6,505	6,593	4,665
[illegible]	17-18	-4,348	-8,251	9,112	4,249	-5,111	-7,425	7,842	5,084
	18-19	-8,249	-11,077	11,411	9,286	-8,195	-10,742	10,764	8,919
	19-20	-7,355	-10,619	10,613	7,349	-8,020	-9,950	9,947	8,017
	20-22	-7,448	-10,712	10,712	7,449	-8,115	-10,044	10,044	8,115
	22-23	-7,449	-10,712	10,712	7,449	-8,116	-10,044	10,044	8,115
	23-24	-6,987	-10,25	10,293	7,13	-7,683	-9,618	9,646	7,767
	25-26	-6,408	-10,311	10,172	6,269	-7,178	-9,495	9,402	7,094
[illegible]	26-27	-11,739	-14,364	14,401	11,776	-12,285	-14,238	14,254	12,408
	27-28	-10,341	-13,605	13,599	10,335	-11,006	-12,936	12,933	11,003
	28-30	-10,408	-13,672	13,632	10,368	-11,075	-13,004	12,965	11,036
	30-31	-10,409	-13,672	13,632	10,368	-11,076	-13,004	12,964	11,036
	31-32	-9,707	-12,97	13,113	9,85	-10,403	-12,332	12,417	10,488
[illegible]	33-34	-7,318	-11,221	11,082	7,179	-8,087	-10,395	10,312	8,015
	34-35	-13,199	-16,324	16,361	13,236	-13,945	-15,692	15,715	13,868
	35-36	-11,699	-14,453	14,947	11,693	-12,854	-14,284	14,282	12,852
	36-38	-11,748	-15,012	14,972	11,708	-12,415	-14,344	14,305	12,876
	38-39	-11,749	-15,012	14,972	11,709	-12,418	-14,344	14,305	12,876
	39-40	-11,077	-14,34	14,483	11,22	-11,773	-13,702	13,787	11,858
[illegible]	41-42	-8,758	-12,661	12,522	8,619	-8,729	-11,835	11,752	9,445
	42-43	-15,509	-19,634	19,671	15,546	-16,155	-18,002	18,025	16,178
	43-44	-13,921	-17,185	17,179	13,915	-14,586	-16,516	16,514	14,584
	44-46	-14,038	-17,302	17,302	14,038	-14,705	-16,634	16,635	14,706
	46-47	-14,039	-17,302	17,302	14,038	-14,706	-16,634	16,634	14,706
	47-48	-13,137	-16,40	16,542	13,28	-13,833	-15,762	15,847	13,918
[illegible]	49-50	-7,558	-11,461	11,322	7,419	-8,328	-10,635	10,552	8,245
	50-51	-13,749	-16,874	16,911	13,786	-14,395	-16,242	16,265	14,418
	51-52	-12,621	-15,885	15,879	12,615	-13,286	-15,216	15,214	13,294
	52-54	-12,668	-15,932	15,932	12,669	-13,335	-15,264	15,265	13,336
	54-55	-12,669	-15,932	15,932	12,669	-13,336	-15,264	15,264	13,336
	55-56	-11,707	-14,97	15,113	11,65	12,403	-14,332	14,417	12,448

7.7 - Combinaisons des moments fléchissants dans les poteaux. Portique transversal 7-7.

NIV	Pot.	$G+P+\vec{S}_H$		$G+P+\overleftarrow{S}_H$		$0,86+\vec{S}_H$		$0,86+\overleftarrow{S}_H$		$G+P+1,2\vec{S}_H$		$G+P+1,2\overleftarrow{S}_H$	
		Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf
	1 - 6	-0,519	-0,167	1,613	-1,129	-1,616	0,211	6,576	3,14	-1,888	0,229	8,492	-1,12
	2 - 7	-11,57	2,612	11,024	-2,432	11,19	2,57	11,1	-2,443	-13,85	3,11	11,02	2,13
[illegible]	3 - 8	-16,223	6,12	10,7	-2,978	15,37	5,397	11,55	-3,7	-18,91	7,029	13,40	-3,88
	4 - 9	-14,65	6,38	15,36	-6,476	14,74	6,407	18,25	-6,45	-17,63	7,718	18,36	-7,16
	5 - 10	-4,706	2,068	6,454	-3,99	4,44	0,125	6,19	-1,418	-5,855	3,55	7,57	-4,67
	6 - 11	-4,54	2,315	9,35	-6,951	5,61	8,38	8,25	-5,88	5,93	3,24	10,74	7,77
	7 - 12	-17,65	9,83	17,43	-8,64	17,59	8,48	17,48	8,68	21,14	10,57	20,94	-10,38
[illegible]	8 - 13	23,95	13,179	20,42	-10,43	26,14	12,97	21,24	-11,19	28,39	16,145	24,96	-12,84
	9 - 14	-24,08	16,04	24,18	-16,13	-24,1	16,065	24,16	16,113	-28,9	19,306	28,01	-19,35
	10 - 15	-8,82	7,122	10,08	-8,04	9,11	7,402	4,79	-8,06	-10,7	8,668	11,97	-9,998
	11 - 16	6,57	-4,95	11,2	-9,59	7,63	6,02	10,139	-8,52	8,34	6,4	12,48	-11,04
	12 - 17	-22,72	14,11	22,53	-13,92	22,67	14,06	22,57	-13,46	-27,24	16,9	27,05	-16,72
	13 - 18	30,23	20,9	26,93	17,6	29,47	20,14	27,69	-19,36	-35,94	24,75	32,65	-17,6
[illegible]	14 - 19	-31,26	25,57	31,35	-25,66	-31,28	25,59	31,36	-25,64	-37,52	30,69	37,61	-30,78
	15 - 20	-12,23	10,55	13,45	-11,77	12,51	10,83	13,16	-11,49	14,79	12,78	18,45	-14,002
	16 - 21	-8,576	5,845	18,21	-11,25	4,64	1,66	17,14	-10,16	-10,75	6,59	15,30	-13,013
	17 - 22	-25,62	18,551	25,43	19,36	-25,69	19,407	25,48	-19,51	-30,73	23,44	30,54	-23,25
[illegible]	18 - 23	-30,9	24,04	30,611	24,74	-33,15	27,28	31,36	-25,504	-40,36	33,32	37,06	-30,025
	19 - 24	38,37	31,39	38,46	-31,49	-34,35	31,41	38,44	-31,46	-46,058	37,67	46,149	-37,76
	20 - 25	-15,14	13,08	16,36	-14,29	15,42	10,85	16,049	-14,02	-18,29	15,816	19,51	17,03
	21 - 26	-9,96	9,962	13,59	-16,59	-10,02	10,02	12,53	-12,53	-11,218	11,21	15,85	-15,85
	22 - 27	-25,69	25,5	25,5	25,69	25,65	25,65	25,54	-25,51	-30,8	30,62	25,505	-30,81
[illegible]	23 - 28	-35,03	35,04	31,74	-31,74	34,29	34,29	32,5	-32,5	-41,71	41,71	38,42	-38,42
	24 - 29	39,71	39,71	39,8	-39,8	38,10	39,13	38,18	38,18	-47,66	47,66	47,75	47,75
	25 - 30	16,72	16,142	16,776	17,36	16,42	16,42	17,08	17,08	29,07	19,46	16,77	-20,71
	26 - 31	3,877	9,977	14,51	-14,51	-10,44	10,44	13,44	13,44	-12,31	12,31	16,94	-16,94
	27 - 32	24,06	31,29	23,07	-31,44	24,02	31,43	23,91	31,33	-28,85	37,567	28,66	37,75
[illegible]	28 - 33	-34,15	-41,37	30,85	-38,07	33,39	40,61	31,62	-38,83	-40,65	48,31	37,35	-38,07
	29 - 34	40,14	45,73	40,23	-45,81	40,16	45,75	40,21	-45,804	-48,19	54,89	48,27	-54,98
	30 - 35	-17,5	17,501	18,721	-18,72	17,48	17,48	18,44	-18,44	-21,12	21,12	22,34	-22,34
	31 - 36	-4,979	17,424	9,614	-17,024	6,04	17,424	8,514	17,024	6,43	20,42	11,073	-20,42
	32 - 37	7,938	70,544	7,749	-70,588	-7,19	70,588	7,79	-70,588	-4,5	84,7	9,316	-84,7
[illegible]	33 - 38	-23,14	64,488	19,84	-64,488	22,38	64,488	20,29	64,486	-27,43	77,38	24,14	77,38
	34 - 39	-27,62	64,556	27,71	-27,71	27,64	64,566	27,69	-64,556	-33,15	77,46	33,24	-77,46
	35 - 40	-10,38	19,82	11,6	-11,6	-10,66	19,82	11,32	-19,82	-12,57	23,78	13,79	-23,78

7.8 Combinaisons des Moments dans les Poteaux.

Portique longitudinal D-D.

NIV	Poteau	G + P + S_H Msup.	G + P + S_H Minf.	G + P + $\bar{S}_H$ Msup.	G + P + $\bar{S}_H$ Minf.	0,8G + S_H Msup.	0,8G + S_H Minf.	0,8G + $\bar{S}_H$ Msup.	0,8G + $\bar{S}_H$ Minf.	G + P + 1,2 S_H Msup.	G + P + 1,2 S_H Minf.	G + P + 1,2 $\bar{S}_H$ Msup.	G + P + 1,2 $\bar{S}_H$ Minf.
	1-9	-3,502	1,726	4,238	-2,301	3,444	1,95	4,108	-2,46	-4,056	2,13	4,992	-2,748
	2-10	-9,292	4,964	8,649	-4,492	-9,199	4,908	8,740	-4,744	-11,074	5,93	10,442	-5,65
	3-11	-9,538	5,106	9,599	-5,144	-9,546	5,14	9,589	-5,16	-11,459	6,16	11,511	-6,20
[illegible] (x0)	4-12	9,429	5,073	9,42	-5,07	-9,422	5,07	9,422	-5,07	-11,306	6,08	11,306	-6,08
	7-15	-9,32	5,066	9,524	-5,08	-9,549	5,07	9,494	-5,077	-11,204	6,06	11,408	-6,09
	8-16	-3,807	2,26	4,364	-2,64	3,899	2,34	9,364	-2,66	-4,624	2,75	5,166	-3,13
	9-17	-5,726	4,665	8,418	5,5	-5,867	4,74	6,276	-5,16	-6,940	5,62	7,632	-6,29
	10-18	16,9	10,645	16,594	-14,85	-15,834	10,59	15,656	-10,41	-19,049	12,74	18,743	-12,45
[illegible] (x0)	11-19	-16,193	11,19	16,189	-11,25	-16,304	11,2	15,629	11,22	20,156	13,43	20,202	-13,27
	12-20	16,55	11,083	16,55	11,083	-16,55	11,083	16,55	-11,083	-19,86	13,24	19,86	-13,24
	15-23	16,542	11,026	16,538	11,04	-16,545	11,08	16,554	11,087	-19,85	13,23	19,869	13,24
	16-24	6,627	5,39	7,057	5,7	6,714	5,445	6,969	-5,72	-7,99	6,51	8,425	6,92
	17-25	-8,153	6,61	8,819	7,27	8,269	8,74	8,682	-5,14	-9,850	7,99	10,516	-8,66
	18-26	-19,291	16,62	19,997	-16,83	20,261	16,52	20,056	16,39	-24,31	19,82	24,02	-19,63
[illegible] (x3)	19-27	-21,497	17,57	21,527	17,61	21,495	17,58	21,519	-17,6	-25,78	21,10	25,82	-21,12
	20-28	-21,169	17,32	21,169	17,32	21,179	17,32	21,169	-17,32	-25,40	20,78	25,40	-20,78
	23-31	-21,161	17,31	21,176	17,32	-21,164	17,31	21,143	-17,32	-25,39	20,77	25,41	-20,79
	24-32	-9,125	7,823	9,539	-7,23	7,249	7,9	9,454	-8,15	-10,99	9,43	11,405	-9,84
	25-33	-10,077	8,18	10,743	-9,85	-10,216	8,82	10,607	-8,71	-12,15	9,88	12,825	-10,55
	26-34	-25,482	20,875	25,988	-20,58	25,422	20,81	25,248	-20,640	-30,54	25,02	30,25	-24,72
[illegible] (x3)	27-35	-26,362	21,545	26,402	21,585	26,37	21,57	26,394	-21,59	-31,63	25,80	31,67	-25,92
	28-36	-25,96	21,24	25,96	-21,24	25,96	21,24	25,96	-21,24	-31,15	25,48	31,15	-25,48
	31-39	26,401	21,23	25,519	-21,24	26,416	21,23	25,464	-21,24	-31,59	25,47	30,711	-25,49
	32-40	-11,211	9,64	11,655	-10,05	11,326	9,72	11,511	-9,97	-13,53	11,69	13,944	-12,02
	33-41	-10,443	10,442	11,109	11,11	-10,579	10,579	10,970	-10,97	-12,59	12,59	13,264	-13,26
	34-42	25,639	25,71	25,19	25,42	26,61	25,65	25,48	-25,48	-30,61	30,82	30,61	-30,53
[illegible] (x3)	35-43	2729	27,29	27,33	27,33	27,3	-27,3	27,32	27,32	-32,75	32,75	32,79	-32,79
	36-44	26,878	26,879	26,879	-26,870	26,878	26,88	26,879	-26,878	-32,26	32,25	32,25	-32,25
	38-47	26,179	26,871	26,995	-26,885	26,77	26,87	26,879	26,882	-32,24	32,26	32,26	-32,26
	40-48	11,91	11,91	12,33	-12,32	12,00	12,0	12,41	-12,41	-14,34	14,34	14,75	-14,75
	41-49	11,32	11,32	11,94	11,94	11,46	11,46	11,85	11,95	-16,65	13,65	14,32	-14,31
	42-50	27,84	27,81	27,91	27,51	27,74	27,75	27,57	-27,57	-33,33	33,34	33,34	-33,45
[illegible] (x3)	43-51	29,53	29,53	29,57	29,57	-29,53	29,53	29,56	-27,56	-31,14	35,44	31,88	-35,48
	44-52	-29,55	29,55	29,55	-29,57	29,55	29,57	29,54	29,57	-35,46	35,48	35,46	-35,48
	47-55	29,54	29,54	29,55	-29,55	-29,54	29,54	29,54	-29,55	35,45	35,45	35,46	-35,46
	48-56	12,913	12,911	13,27	-13,31	12,98	12,99	13,28	-13,24	-15,58	12,91	15,94	-13,82
	49-57	8,22	15,9	8,99	-15,89	8,35	15,89	9,74	-15,89	-9,93	18,98	10,80	-18,96
	50-58	19,05	44,19	18,77	-44,19	18,99	44,19	18,62	44,14	-22,84	53,018	22,54	-53,018
	51-59	-22,77	42,28	22,79	-42,28	22,75	42,28	22,79	42,27	-27,29	50,73	27,38	50,73
[illegible] (x3)	52-60	-21,93	42,57	21,93	-42,57	21,93	42,57	21,93	-42,57	-26,30	51,08	26,30	51,08
	55-63	-21,92	42,57	21,93	-42,57	21,92	42,57	21,93	-42,57	-26,31	51,06	26,32	51,08
	56-64	9,23	16,59	9,64	-16,59	9,41	16,57	9,56	-16,59	-11,11	19,90	11,53	-19,90

7.9_Combinaison des Effets Normaux dans les Poteaux sous/SP$_2$. Portique Transversal : 7-7

Niv	Pot	$G+P+\overrightarrow{S}_{in}$ N	$G+P+\overrightarrow{S}_{in}$ N^c	$G+P+\overleftarrow{S}_{in}$ N	$G+P+\overleftarrow{S}_{in}$ N^c	$0,8G+\overrightarrow{S}_{in}$ N	$0,8G+\overrightarrow{S}_{in}$ N^c	$0,8G+\overleftarrow{S}_{in}$ N	$0,8G+\overleftarrow{S}_{in}$ N^c	$G+P+1,2\overrightarrow{S}_{in}$ N	$G+P+1,2\overrightarrow{S}_{in}$ N^c	$G+P+1,2\overleftarrow{S}_{in}$ N	$G+P+1,2\overleftarrow{S}_{in}$ N^c
[illegible]	1-6	7,33	7,33	10,56	10,56	4,72	4,72	7,95	7,95	7,006	7,006	10,08	10,08
	2-7	19	19	14,31	14,31	13,39	13,39	13,69	13,69	19,97	19,97	10,34	19,34
	3-8	12,77	12,77	18,211	18,211	8,27	8,27	13,71	13,71	12,22	12,22	18,75	18,75
	4-9	13,21	13,21	11,418	11,418	9,69	9,69	7,925	7,925	13,395	13,395	11,271	11,271
	5-10	2,139	2,139	9,349	9,349	0,515	0,515	7,725	7,725	1,418	1,418	10,07	10,07
[illegible]	6-11	5,15	13,18	12,14	23	2,207	6,927	8,447	16,447	5,522	12,52	13,07	23,15
	7-12	13,13	38,13	14,42	38,775	10,867	24,25	11,202	24,89	19,09	38,06	19,499	38,839
	8-13	10,02	22,19	21,43	39,66	0,34	11,66	14,829	28,54	8,88	21,1	22,59	41,04
	9-14	13,7	26,91	11,15	32,348	8,609	18,3	6,06	13,985	13,95	27,345	10,9	22,17
	10-15	17,17	0,422	13,78	23,13	0,26	2,715	12,24	19,96	-3,26	-1,84	15,84	25,41
[illegible]	11-16	1,469	17,44	14,15	37,15	0,515	7,442	10,1	26,64	3,49	16,01	15,11	39,06
	12-17	19,07	57,2	19,603	58,37	10,798	35,06	11,53	38,22	19,017	57,07	19,65	51,499
	13-18	7,037	28,82	24,32	64,18	0,4	12,06	17,88	46,42	5,28	26,38	26,27	67,61
	14-19	14,07	40,98	10,75	33,048	9,98	27,28	5,664	19,64	14,4	41,74	10,42	32,59
	15-20	-6,14	-5,718	18,24	41,3	8,59	-11,33	15,19	35,75	-8,58	-10,42	20,68	46,09
[illegible]	16-21	3,02	20,96	15,59	52,74	0,93	6,512	11,64	38,29	1,76	17,77	16,85	55,91
	17-22	19,17	76,37	19,504	77,87	10,89	45,94	11,23	47,45	19,16	76,2	19,53	78,02
	18-23	1,13	38,95	27,43	91,61	2,51	9,55	20,79	67,21	1,79	28,17	29,16	97,37
	19-24	14,29	55,27	10,552	40,9	9,208	38,48	5,47	25,08	14,67	56,41	10,15	42,78
	20-25	10,176	15,89	22,27	68,67	12,62	20,45	19,82	52,57	-13,42	-23,64	25,52	77,61
[illegible]	21-26	2,121	20,18	16,395	69,13	1,126	4,78	12,44	50,72	0,803	18,57	17,81	70,72
	22-27	19	15,37	19,67	97,34	10,921	56,66	11,401	58,85	18,93	95,13	19,74	97,76
	23-28	2,626	36,37	29,93	120,54	-1,04	5,54	22,29	88,5	-0,004	28,16	31,56	128,93
	24-29	14,806	70,07	10,02	58,92	1,177	46,147	1,961	30,01	15,26	71,69	9,54	52,28
	25-30	-12,13	-28,02	24,285	97,005	14,68	38,53	21,78	77,35	-15,77	89,61	27,97	99,68
[illegible]	26-31	1,802	24,48	17,314	86,44	-2,64	2,14	13,36	84,08	-0,19	19,28	18,915	92,63
	27-32	18,169	114,54	19,505	117,04	10,896	67,55	11,23	70,08	14,135	111,26	19,53	117,29
	28-33	1,066	37,636	30,49	151,05	5,17	6,03	23,85	118,35	-1,626	26,29	33,43	162,36
	29-34	14,69	88,76	10,113	64,013	9,604	55,80	5,044	35,05	15,11	86,93	9,677	61,95
	30-35	-14,55	-42,57	28,65	111,45	-17	-55,53	24,2	101,55	-18,67	-58,28	30,77	136,25
[illegible]	31-36	2,82	27,3	15,79	102,23	1,13	1,01	11,84	75,92	1,52	19,0	17,09	109,72
	32-37	13,865	133,34	14,169	138,91	10,53	78,08	11,54	81,67	14,69	132,95	19,97	137,26
	33-38	1,65	39,28	29,91	45,013	-1,98	-5,01	23,27	166,62	-1,17	26,11	32,73	195,09
	34-39	15,44	100,2	9,386	54,617	10,25	66,15	4,297	39,34	16,04	102,87	8,78	70,73
	35-40	-12,07	-54,64	24,77	183,61	-14,52	-70,05	21,71	123,25	-15,69	-73,97	27,79	158,09

7.10 - Combinaisons des Efforts Normaux dans les Poteaux sous / SP2 - Portique Longitudinal : D-D

Niv.	Pot.	$G+P+\vec{S}_{IH}$		$G+P+\overleftarrow{S}_{IH}$		$0,8G+\vec{S}_{IH}$		$0,8G+\overleftarrow{S}_{IH}$		$G+P+1,2\vec{S}_{IH}$		$G+P+1,2\overleftarrow{S}_{IH}$	
		N	N^c	N	N^c	N	N^c	N	N^c	N	N^c	N	N^c
VII	1-9	1,19	1,19	4,77	4,77	0,442	0,442	4,022	4,022	0,83	0,83	5,128	5,128
	2-10	4,79	4,79	8,45	8,45	3,29	3,29	5,47	5,47	4,56	4,56	7,17	7,17
	3-11	5,68	5,68	5,09	5,09	4,29	4,20	3,75	3,75	5,69	5,69	5,086	5,086
	4-12	5,458	5,458	5,478	5,478	4,09	4,09	4,11	4,11	5,45	5,45	5,48	5,48
	5-13	5,46	5,46	5,46	5,46	4,09	4,09	4,09	4,09	5,46	5,46	5,46	5,46
	7-15	5,78	5,78	5,43	5,43	4,07	4,07	4,023	4,023	5,82	5,82	5,39	5,39
	8-16	0,236	0,236	5,116	5,116	-4,24	-4,24	4,456	4,456	0,252	-0,252	5,60	5,60
VI	9-17	0,821	0,869	7,14	11,91	-1,20	-0,959	8,649	10,67	-1,617	-0,787	7,93	13,058
	10-18	3,08	8,16	8,62	15,57	1,429	4,79	6,666	12,13	2,85	7,41	8,14	16,31
	11-19	8,19	11,92	4,95	10,04	4,41	9,70	3,180	8,93	6,31	11,99	4,03	9,866
	12-20	5,64	11,08	5,664	11,16	3,98	7,42	3,860	7,97	5,64	11,096	5,69	11,16
	13-21	5,66	11,12	5,66	11,12	3,95	7,94	3,950	7,94	5,66	11,12	5,66	11,12
	15-23	6,15	11,93	5,82	10,75	4,30	9,67	3,470	7,40	6,13	12,05	5,24	10,63
	16-24	-2,74	-2,6	9,42	18,53	-3,15	-3,57	9,015	12,49	-3,86	-4,112	8,539	15,14
V	17-25	-3,06	-2,66	9,09	21,30	-4,08	-4,94	9,368	19,036	-4,31	-5,087	10,63	23,68
	18-26	2,4	10,58	9,60	25,17	0,449	5,166	7,649	19,77	1,68	9,09	10,82	26,63
	19-27	6,42	18,24	4,72	14,77	4,64	11,34	2,950	9,08	6,58	18,57	4,05	14,41
	20-28	5,57	16,66	5,78	16,12	3,755	11,67	3,940	11,41	5,55	16,64	5,78	16,94
	21-29	5,664	16,78	5,66	16,78	3,85	11,79	3,850	11,78	5,66	16,78	5,664	16,79
	23-31	6,12	18,05	5,64	16,09	5,26	12,82	4,470	11,96	8,20	19,25	5,266	15,89
	24-32	-5,35	-8,85	11,52	26,5	-6,74	-10,31	10,63	23,1	-7,59	-11,70	13,26	28,40
IV	25-33	-5,129	-7,78	11,45	32,75	-5,62	-10,56	10,96	29,99	-6,78	-11,77	13,11	36,79
	26-34	0,97	11,53	11,03	38,20	0,98	4,186	9,079	28,49	-0,036	9,054	12,036	38,66
	27-35	6,92	25,16	4,22	17,99	3,445	18,47	2,440	12,32	7,19	25,76	3,95	19,36
	28-36	5,617	22,27	5,71	22,63	3,901	15,71	3,90	15,91	5,607	26,24	5,727	22,26
	29-37	5,664	22,44	5,66	22,44	3,850	15,64	3,850	15,64	5,664	22,44	5,664	22,44
	31-39	6,345	24,39	5,125	21,215	3,28	17,20	4,500	16,46	6,467	24,717	5,00	20,39
	32-40	-8,57	-16,92	14,24	39,29	-4,16	-10,77	13,35	36,45	-10,95	-22,55	16,53	44,93

Remarque : Le tableau de combinaisons des efforts normaux dans les poteaux S/SP2 (Portique longitudinal) étant trop long ne peut être entièrement contenu dans ce cadre, il a donc été partagé en deux :
depuis : NIVEAUX : VII à IV (ci-dessus)
et NIVEAUX : III à I (à la suite).

7.11- Combinaisons des Efforts Normaux dans les poteaux sous/SP2 Portique longitudinal (suite)

(NIVEAUX III à I)

NIV	Pot.*	$G+P+\vec{S}_{in}$ N	$G+P+\vec{S}_{in}$ N^c	$G+P+\overleftarrow{S}_{in}$ N	$G+P+\overleftarrow{S}_{in}$ N^c	$0,8G+\vec{S}_{in}$ N	$0,8G+\vec{S}_{in}$ N^c	$0,8G+\overleftarrow{S}_{in}$ N	$0,8G+\overleftarrow{S}_{in}$ N^c	$G+P+1,2\vec{S}_{in}$ N	$G+P+1,2\vec{S}_{in}$ N^c	$G+P+1,2\overleftarrow{S}_{in}$ N	$G+P+1,2\overleftarrow{S}_{in}$ N^c
III	33-41	-6,09	-10,818	12,36	45,11	7,06	-14,62	11,33	41,32	7,67	-13,74	14,20	50,89
	34-42	0,42	11,95	11,58	47,79	-1,33	2,65	9,62	38,46	-0,696	8,358	12,69	51,35
	35-43	7,08	32,19	4,158	23,09	5,255	23,74	2,005	14,65	7,325	33,09	3,821	22,181
	36-44	5,625	27,401	5,710	27,347	3,80	19,27	3,89	14,70	5,610	27,85	5,717	23,384
	37-45	5,664	28,109	5,664	28,109	3,85	19,49	3,85	19,49	5,664	28,108	5,664	28,108
	39-47	6,010	30,705	5,150	25,36	4,47	21,67	3,81	18,77	6,43	31,147	5,038	25,929
	40-48	-9,94	-26,86	15,61	54,90	-9,94	-29,71	15,61	52,06	-12,49	-34,99	18,17	63,10
II	41-49	-7,47	-21,28	13,80	58,41	-8,50	-26,12	12,79	54,096	-9,60	-29,34	15,93	66,92
	42-50	-0,45	11,50	12,45	60,23	-2,40	0,256	10,49	48,958	-1,74	8,618	13,74	65,096
	43-51	7,113	19,06	4,033	17,123	5,35	29,07	2,25	16,905	7,42	40,505	3,720	15,901
	44-52	5,54	37,73	5,78	34,127	3,78	23,001	3,97	23,70	5,52	33,37	5,810	34,194
	45-53	5,664	33,77	5,664	33,772	3,85	23,34	3,85	23,34	5,684	33,77	5,664	33,772
	47-55	6,565	37,27	4,90	31,265	4,72	26,89	3,06	22,83	6,73	37,87	4,74	30,668
	48-56	-12,00	-38,86	17,67	72,57	-12,189	-42,60	16,78	69,84	-14,97	-49,96	20,64	83,740
I	49-57	6,270	-27,56	12,60	71,51	-7,304	-33,43	11,57	65,66	-8,16	-37,707	14,49	81,410
	50-57	0,110	11,61	11,89	72,12	-1,84	-1,604	9,93	58,868	-1,068	5,550	13,08	79,164
	51-59	6,650	25,71	4,49	31,613	-4,87	30,94	2,71	10,615	9,87	47,37	4,270	30,171
	52-60	5,617	43,34	5,717	39,844	3,80	26,101	3,90	27,57	5,607	38,98	5,727	39,921
	53-61	5,664	38,43	5,664	38,436	3,85	27,19	3,85	27,18	5,664	39,43	5,664	39,436
	55-63	6,620	48,89	4,84	36,105	4,78	31,17	3,001	25,881	6,802	44,67	4,666	35,384
	56-64	-10,57	-49,43	16,24	89,81	-11,46	54,06	15,65	84,19	-13,25	-63,219	18,93	102,67

7.12 - Combinaison des efforts normaux dans les Poteaux S/SP1 Portique transversal 7-7

NIV	POTEAUX	N^c
VII	1 - 6	38,62
	2 - 7	19,6
	3 - 8	15,83
	4 - 9	12,597
	5 - 10	5,86
VI	6 - 11	18,467
	7 - 12	39,99
	8 - 13	32,44
	9 - 14	25,67
	10 - 15	12,207
V	11 - 16	28,79
	12 - 17	60,42
	13 - 18	49,09
	14 - 19	38,73
	15 - 20	18,56
IV	16 - 21	38,62
	17 - 22	80,85
	18 - 23	65,74
	19 - 24	51,79
	20 - 25	24,92
III	21 - 26	48,45
	22 - 27	101,28
	23 - 28	82,39
	24 - 29	64,85
	25 - 30	31,28
II	26 - 31	58,28
	27 - 32	121,71
	28 - 33	99,04
	29 - 34	77,91
	30 - 35	37,64
I	31 - 36	68,11
	32 - 37	142,149
	33 - 38	115,69
	34 - 39	90,97
	35 - 40	43,97

Niv	Pot.	N_G	N_P	N_{pp}	$N_{\text{[illegible]}}$	N^c
VII	1 - 6	6,646	1,02	1,28	9,15	38,62
	2 - 7	14,53	2,25	2,4	19,6	19,6
	3 - 8	11,348	1,743	2,4	15,83	15,83
	4 - 9	8,618	1,32	2,4	12,597	12,597
	5 - 10	3,87	0,594	1,28	5,86	5,86
VI	6 - 11	5,41	2,606	1,28	9,817	18,467
	7 - 12	11,394	5,504	2,4	20,39	39,99
	8 - 13	8,993	4,348	2,4	16,61	32,44
	9 - 14	6,77	3,26	2,4	13,08	25,67
	10 - 15	3,21	1,548	1,28	6,347	12,207
V	11 - 16	5,418	2,61	1,28	9,83	28,79
	12 - 17	11,43	5,507	2,4	20,48	60,42
	13 - 18	9,03	4,35	2,4	15,65	49,09
	14 - 19	6,755	3,258	2,4	13,06	38,73
	15 - 20	3,22	1,55	1,28	6,06	18,56

Désignation des termes:

N_G : effort normal induit par la charge permanente.

N_P : effort normal induit par la surcharge d'exploitation

N_{PP} : poids propre du poteau.

Poteau de rive : 40X40

N_{PP} = 0,4X0,4 x 3,2 x 2,5 = 1,28 t

Poteau intermédiaire ; 60x50 :

N_{PP} = 0,6x0,5 x 3,2 x 2,5 = 2,4 t.

7.13 - Combinaisons des Efforts Normaux dans les Poteaux Sous /SP1 - Portique longitudinal D-D -

Niv	POTEAUX	N^C
VIII	1 - 9	3,018
	2 - 10	5,944
	3 - 11	5,425
	4 - 12	5,536
	5-13, 6-14	5,53
	7 - 15	5,678
	8 - 16	2,707
VII	9 - 17	6,27
	10 - 18	12,13
	11 - 19	11,16
	12 - 20	11,37
	13-21, 14-22	11,36
	15 - 23	11,59
	16 - 24	5,625
VI	17 - 25	9,53
	18 - 26	18,32
	19 - 27	16,89
	20 - 28	17,2
	21-29, 22-30	17,19
	23 - 31	17,49
	24 - 32	8,543
V	25 - 33	12,79
	26 - 34	24,5
	27 - 35	22,62
	28 - 36	23,037
	29-37, 30-38	23,026
	31 - 39	23,4
	32 - 40	11,458

Niv	POTEAUX	N^C
IV	33 - 41	16,05
	34 - 42	30,688
	35 - 43	28,35
	36 - 44	28,87
	37-45, 38-46	28,86
	39 - 47	29,31
	40 - 48	14,37
III	41 - 49	19,31
	42 - 50	36,87
	43 - 51	34,08
	44 - 52	34,707
	45-53, 46-54	34,69
	47 - 55	35,22
	48 - 56	17,238
II	49 - 57	22,57
	50 - 58	43,058
	51 - 59	39,81
	52 - 60	40,54
	53-61, 54-62	40,52
	55 - 63	41,13
	56 - 64	20,2

CHAPITRE : VIII

_ FERRAILLAGE DES POUTRES _

FERRAILLAGE DES POUTRES

8.1 - Introduction :

Conformément à l'article A.15 CCBA 68, il ne sera pas fait état, dans les calculs, des efforts normaux dans les poutres. Les poutres seront donc ferraillées en flexion simple.
Les tableaux précédents regroupent les valeurs des moments fléchissants et les efforts tranchants nécessaire pour le calcul.
Les efforts ont été déterminés d'après les combinaisons suivantes :

- Sollicitations du 1er genre : $G + 1{,}2P$, avec $\bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm² et $\bar{\sigma}_b' = 137$ kg/cm².
- Sollicitation du 2e genre : $\begin{cases} G + P + \vec{SIH} \\ 0{,}8G + \vec{SIH} \end{cases}$, avec $\bar{\sigma}_a = 4200$ kg/cm² et $\bar{\sigma}_b' = 205$ kg/cm²

Les sections d'aciers seront déterminées sous la sollicitations du 1er genre (SP_1) et sous la plus défavorable des combinaisons dûe aux sollicitation du 2e genre (SP_2).
La méthode de détermination des armatures est celle de P. CHARON ; si le moment S/SP_1 multiplié par 1,5 est inférieur au moment S/SP_2, on travaillera avec le moment S/SP_2. Dans le cas contraire on retiendra le moment S/SP_1.

8.2 - Méthode de calcul

On calculera la valeur de $\mu = \dfrac{n.M}{\bar{\sigma}_a\, b.h^2} \xrightarrow{\text{Tabl. CHARON}} \begin{cases} \beta \\ K \end{cases}$

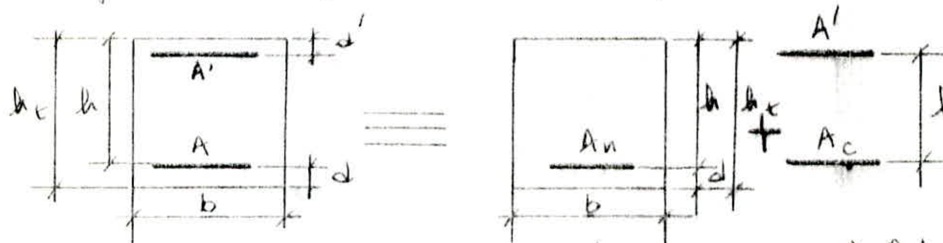
si $\sigma_b' = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}_b'$, les aciers comprimés ne sont pas nécessaire et alors $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . z h}$

si $\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} > \bar{\sigma}_b'$, les armatures comprimées sont nécessaires.

Dans ces conditions, on calcule le moment résistant du béton :

$$M_{rn} = \frac{1}{2}\,\bar{\sigma}_b' \,.\, \bar{\alpha} \,.\, \bar{\gamma} \,.\, b h^2 \quad \text{avec :} \quad \bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_b'}{n\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \,,\; \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$$

La section étudiée peut être considérée comme étant obtenue par la superposition de 2 sections fictives représentées ci-dessous.



$$M = M_{rn} + \Delta M.$$

- la 1ère section équilibre le moment M_{rn}

la 2ème section équilibre le moment ΔM, après avoir ajouter A_c.

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_a'(h-d')} \quad \text{avec} \quad \sigma_a' = n\bar{\sigma}_b'\left(\frac{\bar{\alpha} - \delta'}{\bar{\alpha}}\right),\; \bar{\alpha} = \frac{y}{h},\; \delta' = \frac{d'}{h}$$

$$A_n = \frac{M_{rn}}{\bar{\gamma} . h . \bar{\sigma}_a} \quad \text{et} \quad A_c = \frac{\Delta M}{(h-d') . \bar{\sigma}_a}$$

la section d'armatures tendues sera donc : $A = A_n + A_c$

Nota :

- Les poutres supportant les charges verticales de planchers doivent porter des armatures filantes (supérieures et inférieures avec une section minimale indiquée par la fig. 8, RPA 81).
- Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par des forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

8.3- Répartition des Moments sur appuis et en travée

1- Portique transversal -

Niveau terrasse:

7,67		11,86		11,24		3,7		6,454
1,616	9,23/SP_1	1,54	7,53	6,67	2,836	6,26	3,12	4,95
(1)	8,66/SP_2	(2)	7,629	(3)	4,10	(4)	3,81	(5)

Niveau (VI):

13,49		16,22		19,4		17,4		14,07
(6)	9,606/SP_1	(7)	9,27/SP_1	(8)	3,32/SP_1	(9)	3,705/SP_1	(10)
6,48	8,296/SP_2	6,827	8,57/SP_2	15,66	3,6/SP_2	14,49	4,49/SP_2	13,285

Niveau (V):

18,15		21,9		23,26		25,94		21,78
(11)	9,59/SP_1	(12)	9,27	(13)	3,314	(14)	3,695	(15)
11,016	9,78/SP_2	12,5	9,95	24,48	3,9	22,98	4,776	19,8

Niveau (IV):

22,8		26,03		35,16		34,38		28,13
(16)	9,58/SP_1	(17)	9,27	(18)	3,314	(19)	3,695	(20)
15,66	9,48/SP_2	18,65	9,03	31,37	3,122	31,48	5,69	26,25

Niveau (III):

24,83		28,8		40,4		39,01		31,66
(21)	9,58/SP_1	(22)	9,27	(23)	3,314	(24)	3,695	(25)
17,68	8,918/SP_2	11,43	8,811	38,627	3,93	35,115	5,695	29,78

Niveau (II):

28,1		31,09		44,28		42,45		36,08
(26)	9,58/SP_1	(27)	9,27	(28)	3,314	(29)	3,695	(30)
20,966	8,32/SP_2	21,71	8,935	40,5	3,65	39,55	5,64	34,2

Niveau (I):

24,126		25,8		41,31		40,15		29,76
(31)	9,58/SP_1	(32)	9,27	(33)	3,314	(34)	3,695	(35)
16,98	8,8/SP_2	16,49	9,74	37,53	3,61	36,25	9,919	28,44

Répartition des moments sur appuis et en travée

2 _ Portique longitudinal _

Niveau terrasse :

-1,230		-5,758		-5,464		-5,335		-5,335		-5,335		-5,501		-4,684
	1,351/SP1		0,729		0,87		0,824		0,804		0,845		0,947	
3,437	1,38/SP2	4,585	0,772	4,486	1,398	4,27	0,646	4,802	0,838	4,302	0,81	4,27	1,228	0,636
(1)		(2)		(3)		(4)		(5)		(6)		(7)		(8)

Niveau (VI) :

-8,761		-12,22		-11,878		-11,445		-11,466		-1,466		-11,484		4,701
7,112		11,61		10,808		10,452		10,423		10,423		10,422		8,056
(9)	1,610/SP1	(10)	0,95	(11)	1,065	(12)	1,082	(13)	1,062	(14)	1,061	(15)	1,144	(16)
	1,955/SP2		1,04		1,028		0,98		0,98		0,984		1,920	

Niveau (V) :

-14,063		-17,790		-16,227		17,016		-17,015		-17,015		-17,033		-15,345
13,001	1,606/SP1	16,916	0,951	15,600	1,065	15,973	1,062	15,972	1,062	15,972	1,061	15,972	1,144	14,684
(17)	1,51/SP2	(18)	1,12	(19)	1,17	(20)	0,98	(21)	0,98	(22)	0,984	(23)	1,79	(24)

Niveau (IV) :

-19,017		-24,942		-23,093		-22,295		-22,295		-22,295		-22,313		-19,993
18,695	1,605/SP1	23,409	0,951	22,133	1,065	21,252	1,062	21,252	1,062	21,252	1,061	21,242	1,144	19,232
(25)	1,98/SP2	(26)	1,377	(27)	1,068	(28)	0,985	(29)	0,985	(30)	0,985	(31)	2,14	(32)

Niveau (III) :

-19,960		26,602		-25,800		-24,714		-24,714		-24,714		-24,732		-22,089
	1,605/SP1		0,951		1,06		1,062		1,062		1,061		1,144	
18,898	1,99/SP2	25,598	1,377	24,043	1,07	23,671	0,985	23,671	0,985	23,671	0,984	23,671	2,11	21,729
(33)		(34)		(35)		(36)		(37)		(38)		(39)		(40)

Niveau (II) :

-23,102		-30,552		-29,685		-28,169		28,169		-28,169		-28,887		-25,637
	1,606/SP1		0,951		1,065		1,062		1,062		1,061		1,144	
22,04	1,938/SP2	29,192	1,289	29,027	1,21	27,761	0,985	27,761	0,985	27,761	0,984	27,816	2,55	24,996
(41)		(42)		(43)		(44)		(45)		(46)		(47)		(48)

Niveau (I) :

-20,882		-28,812		-27,706		-26,393		26,393		26,393		26,410		22,972
	1,606/SP1		0,951		1,065		1,062		1,062		1,061		1,144	
19,82	1,80/SP2	26,758	1,65	26,409	1,56	25,541	0,985	25,541	0,986	26,541	0,984	25,842	2,05	22,311
(49)		(50)		(51)		(52)		(53)		(54)		(55)		(56)

8.4 - Tableau récapitulatif : Calcul des Armatures sens Longitudinal

1_ Portique D-D.

sect	σ_a	$M_{(t.m)}$	μ	ε	K	σ'_b (kg/cm²)	A cm²	ϕ choisi (mm)	A choisie (cm²)
1 et 8	4200	-4,684	0,0275	0,9281	54,5	77,06	2,69	4T12	4,52
2 à 7	4200	-5,738	0,0337	0,9211	48,4	86,77	3,296	4T12	4,52
travée 1-2	2800	1,351	0,0119	0,9512	87,5	32	1,127	4T12	4,52
9 et 16	4200	-9,701	0,057	0,9004	35,2	119,318	5,703	4T14	6,15
10 à 15	4200	-12,22	0,0718	0,8903	30,6	137,25	7,262	4T16	8,04
travée 9-10	2800	1,6	0,014	0,9474	80	35	1,34	4T12	4,52
17 et 24	4200	-15,345	0,0902	0,8712	26,4	159,09	8,234	2T20 + 2T16	10,03
18 à 23	4200	-17,87	0,105	0,8718	24	175	10,845	4T20	12,56
travée 17-18	2800	1,605	0,014	0,9474	80	35	1,34	4T12	4,52
25 et 32	4200	-19,893	0,1169	0,8663	22,4	177,5	12,149	4T20	12,56
26 à 31	4200	-24,142	0,1419	0,8555	19,6	214,29	A'= 14,84 A= 1,576	8T16	16,08
travée 25-26	2800	1,605	0,014	0,9474	80	35	1,34	4T12	4,52
33 et 40	4200	-22,389	0,131	0,8596	20,6	206,98	13,90	4T14 + 4T16	14,18
34 à 39	4200	-26,652	0,1566	0,8449	19,3	229,5	A'= 16,33 A= 4,35	4T14 + 4T20	18,71
travée 33-34	2800	1,605	0,014	0,9474	80	35	1,34	4T12	4,52
41 et 48	4200	-25,657	0,1508	0,8521	18,8	223,4	A= 15,74 A'= 3,24	8T16	16,08
42 à 47	4200	-30,552	0,179	0,8423	16,7	251,49	A'= 18,65 A= 8,62	4T16 + 4T20	20,6
travée 41-42	2800	1,605	0,014	0,9474	80	35	1,34	4T12	4,52
49 et 56	4200	-27,172	0,135	0,858	20,2	207,92	A'= 14,14 A= 0,28	8T16	16,08
50 à 55	4200	-27,703	0,1628	0,848	17,9	234,63	A= 16,96 A'= 5,4	4T14 + 4T20	18,71
travée 49-50	2800	1,605	0,014	0,9474	80	35	1,34	4T12	4,52

Tableau récapitulatif. Calcul des Armatures sous Transversal

2 - Portique 7-7 -

section	$\bar{\sigma}_a$	M t.m	μ	ε	k	σ'_b	A cal	A choisi	section
1, 5	4200	-1,67 / 1,616	0,04508 / 0,0095	0,9104 / 0,9561	40,8 / 2,9561	102,94 / 42,42	4,457 / 0,894	4T12 / 4T12	4,52 / 4,52
2, 3	4200	-11,86 / 6,67	0,0697 / 0,0392	0,8918 / 0,9158	31,2 / 44,4	134,61 / 94,59	7,086 / 3,85	4T16 / 4T12	8,04 / 4,52
4	4200	-9,7 / 6,26	0,057 / 0,0368	0,9004 / 0,918	35,2 / 46	119,31 / 91,3	5,702 / 3,6	4T14 / 4T12	6,15 / 4,52
1 - 2 2 - 3	2800	8,66	0,0763	0,8876	29,5	94,91	7,74	4T16	8,04
3 - 4 4 - 5	2800	3,89	0,0343	0,9206	48	58,33	3,35	4T12	4,52
6	4200	-13,49 / 6,46	0,0793 / 0,0379	0,8856 / 0,9169	28,7 / 45,2	146,84 / 92,82	8,059 / 3,727	2T16+2T20 / 4T12	10,03 / 4,52
7	4200	-16,22 / 6,827	0,0953 / 0,0401	0,8765 / 0,9150	25,5 / 43,8	164,7 / 95,89	9,79 / 3,947	2T16+2T20 / 4T12	10,03 / 4,52
8	4200	-19,4 / 15,66	0,114 / 0,092	0,8674 / 0,8783	22,7 / 26,1	185 / 160,9	11,84 / 9,483	4T20 / 2T20+2T16	12,56 / 10,03
9	4200	-17,4 / 14,49	0,1022 / 0,085	0,8731 / 0,8824	24,4 / 27,5	172,13 / 152,72	10,54 / 8,688	4T20 / 2T20+2T16	12,56 / 10,03
10	4200	-14,07 / 12,23	0,0827 / 0,0718	0,8837 / 0,8903	28 / 30,6	150 / 137,25	8,47 / 7,268	2T20+2T16 / 4T16	10,03 / 8,04
6 - 7 7 - 8	2800	9,6	0,0846	0,8826	27,6	101,45	8,63	2T20+2T16	10,03
8 - 9 9 - 10	2800	4,49	0,03959	0,9153	44	63,63	3,89	4T12	4,52
11	4200	-18,15 / 11,016	0,106 / 0,064	0,8711 / 0,8956	23,8 / 32,9	176,47 / 127,65	11,024 / 6,5	4T20 / 4T16	12,56 / 8,04
12	4200	-21,9 / 12,5	0,127 / 0,0734	0,861 / 0,8894	21 / 30,2	200 / 139,07	13,45 / 7,43	4T14+4T16 / 4T16	14,18 / 8,04
13	4200	-28,26 / 24,48	0,166 / 0,1439	0,8466 / 0,8547	17,6 / 19,4	238,6 / 216,5	A = 17,8; A' = 6,11 / A = 15,04; A' = 1,9	4T20+4T14 / 8T16	18,71 / 16,08
14	4200	-25,97 / 22,98	0,152 / 0,135	0,8516 / 0,8584	18,7 / 20,3	224,59 / 206,89	A = 15,26; A' = 4,15 / A = 16,03	8T16 / 8T16	16,08 / 16,08
15	4200	-21,78 / 19,9	0,128 / 0,1169	0,8611 / 0,8663	21 / 22,4	200 / 187,5	13,36 / 12,15	4T14+4T16 / 4T20	14,18 / 12,56
11 - 12 12 - 13	2800	9,18	-	-	-	-	-	2T20+2T16	10,03
13 - 14 14 - 15	2800	4,776	-	-	-	-	-	4T12	4,52

section	$\bar{\sigma}_a$	M	μ	ε	K	σ'_b	A cal	A choisi	section
16	4200	22,8 / 15,66	0,089 / 0,0616	0,8801 / 0,8978	26,1 / 33,7	157,3 / 124,6	11,21 / 7,55	4T20 / 4T14	12,56 / 8,04
17	4200	26,03 / 16,65	0,1024 / 0,0655	0,8731 / 0,8945	24,4 / 22,4	172,13 / 128,62	12,9 / 8,05	4T14+4T16 / 2T20+2T16	14,19 / 10,03
18 19	4200	35,15 / 31,37	0,138 / 0,123	0,8571 / 0,8624	20 / 21,6	210 / 194,44	A=17,6 A=[illegible] / 15,72	4T20+4T14 / 8T16	18,71 / 16,08
20	4200	28,13 / 26,25	0,1107 / 0,1033	0,8681 / 0,8725	23,2 / 24,2	181,03 / 178,55	14,01 / 13,024	4T14+4T16 / 4T14+4T16	14,19 / 14,49
16.17 17.18	2800	9,59	0,0566	0,9008	35,4	79,094	6,919	4T16	8,04
18.19 19.20	2800	5,69	0,033	0,9216	48,8	57,37	4,009	4T14	6,15
21	4200	24,83 / 17,68	0,0977 / 0,0695	0,8756 / 0,8918	25,2 / 31,2	166,66 / 134,6	12,27 / 8,58	4T14+4T16 / 2T20+2T14	14,19 / 10,03
22	4200	28,8 / 19,43	0,113 / 0,0764	0,8677 / 0,887	22,8 / 29,4	184,2 / 142,8	14,36 / 9,47	8T16 / 2T20+2T16	16,08 / 10,03
23 24	4200	40,04 / 36,6					A=20,38 A=[illegible] A=18,25 A=[illegible]	6T20+2T16 / 4T20+4T16	22,86 / 20,6
25	4200	31,66 / 29,78	0,124 / 0,117	0,8626 / 0,866	21,4 / 22,3	196,26 / 188,84	15,883 / 14,88	8T16 / 8T16	16,08 / 16,08
26	4200	28,1 / 20,9	- / -	- / -	- / -	- / -	14,36 / 9,47	8T16 / 2T20+2T16	16,08 / 10,03
27	4200	31,09 / 21,71	0,122 / 0,085	0,8638 / 0,8821	21,7 / 27,4	193,54 / 153,28	15,58 / 10,66	8T16 / 4T20	16,08 / 12,56
28 29	4200	44,28 / 40,5					A=22,55 A=[illegible] A=20,12	6T20+2T16 / 4T20+4T16	22,86 / 20,6
30	4200	36,08 / 34,2	0,1419 / 0,134	0,855 / 0,8584	19,6 / 20,3	214,28 / 206,8	A=18,12 A=[illegible] / 17,24	4T20+4T16 / 4T20+4T14	20,6 / 18,71
31 32	4200	25,8 / 16,98	0,1015 / 0,0668	0,8734 / 0,8936	24,5 / 32	171,42 / 131,25	12,78 / 8,12	4T14+4T16 / 4T20	14,19 / 12,56
33 34	4200	41,31 / 37,53					A=20,6 A=[illegible] A=18,8 A=[illegible]	6T20+2T16 / 4T20+4T16	22,86 / 20,6
35	4200	29,76 / 28,44	0,117 / 0,1119	0,866 / 0,868	22,3 / 23	188,34 / 182,6	14,87 / 14,19	8T16 / 8T16	16,08 / 16,08

- Remarque : D'après Art. 4.2.3.2 RPA 81, le pourcentage maximal des aciers longitudinaux dans les poutres doit être de 2,5%.
A cet effet nous avons dû augmenter la hauteur des 4 premiers niveaux à h = 60 cm dans le sens transversal.

8.5 - Vérification des armatures longitudinales.

8.5.1 - Vérification de la flèche : (Art. 61 / CCBA 68).

Si la condition suivante est vérifiée, il est inutile de calculer la flèche en général ; il y a 3 conditions à vérifier, cependant celle qu'on va voir ci-dessous est la plus restrictive :

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \begin{cases} b_0 = 30 \\ h = 45 \\ \sigma_{en} = 4200 \end{cases} \rightarrow A \leq 13{,}82 \text{ cm}^2$$

- ce qui est vérifiée pour toutes les sections en travées.

8.5.2 - Condition de non-fragilité :

$$A \geq 0{,}69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69 \times 30 \times 45 \times \frac{5{,}9}{4200} = 1{,}3 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0{,}69 \cdot 30 \cdot 55 \times \frac{5{,}9}{4200} = 1{,}5 \text{ cm}^2$$

, la condition est vérifiée pour toutes les sections.

8.5.3 - Vérification de l'adhérence : (Art. 29 / CCBA 68)

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d \quad , \quad \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1{,}5 \times 5{,}9 = 17{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z} \quad , \quad \begin{cases} n : \text{nombre de barres.} \\ z = \frac{7}{8} h \quad , h = 55 \text{ et } h = 45 \text{ cm} \\ p : \text{périmètre des barres.} \end{cases}$$

1 - Sens transversal

NIVEAU / ϕ mm	Terrasse / 12	VI / 20	V / 16	IV / 16	III / 16	II / 16	I / 16
T_{max} (t)	9,960	14,159	13,4	14,815	25,7	28,028	15,378
τ_d (kg/cm²)	16,79	13,69	16,9	15,3	13,28	14,48	15,89

2 - Sens longitudinal

NIVEAU / ϕ mm	Terrasse / 12	VI / 16	V / 16	IV / 20	III / 16	II / 16	I / 16
T_{max} (t)	4,159	8,182	10,39	13,113	16,361	18,671	16,074
τ_d (kg/cm²)	6,69	10,33	13,125	10,25	10,33	11,79	10,65

La condition d'adhérence est donc vérifiée dans les 2 sens.

8.5.4. Condition aux appuis.

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}} = c_0 \qquad \begin{cases} \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \\ T : \text{effort tranchant à l'appui considéré} \end{cases}$$

$c = a - (d + r)$, on prendra : $r = 5,5\phi$

$d = 5$ cm, et $a = 40$ cm

dont $C = 35 - 5,5\phi$

1 – Sens Transversal –

NIVEAU / ϕ mm	Terrasse 12	VI 16	V 16	IV 16	III 16	II 16	I 16
T_{max} (t)	1,32	12,51	16,962	20,996	22,95	25,37	22,89
C_0 (cm)	0,07	12,17	16,5	20,43	22,33	24,69	22,27
C (cm)	28,4	26,2	26,2	26,2	26,2	26,2	26,2

2 – Sens Longitudinal –

NIVEAU / ϕ mm	Terrasse 12	VI 14	V 16	IV 20	III 16	II 16	I 16
T_{max} (t)	8,836	7,142	10,25	12,97	14,34	16,4	14,97
C_0 (cm)	3,733	6,95	8,07	12,62	13,95	15,96	14,56
C (m)	28,4	27,3	26,2	26	26,2	26,2	26,2

8.5.5 - Condition de non écrasement du béton (Art 3362 / CCBA68)

$$r \geq 0,10\,\phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right) \nu = r_0$$

$$\begin{cases} \nu = 1 \text{, barre courbée et isolée} \\ d_1 = 5,5\phi + 5 \text{, distance du centre de courbure de la barre à la paroi.} \end{cases}$$

1 - Sens Transversal.

NIVEAU / Φ mm	Terrasse 12	VI 16	V 16	IV 16	III 16	II 16	I 16
$r = 5{,}5\,\phi$ (cm)	6,6	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8
r_o (cm)	5,49	7,4	7,4	7,4	7,4	7,4	7,4

2 - Sens Longitudinal.

NIVEAU / Φ mm	Terrasse 12	VI 14	V 16	IV 20	III 16	II 16	I 16
$r = 5{,}5\,\phi$ (cm)	6,6	7,7	8,8	11	8,8	8,8	8,8
r_o (cm)	5,49	6,44	7,4	9,35	7,4	7,4	7,4

Cette condition est donc vérifiée à tous les niveaux et dans les 2 sens.

8.5.6 - Armatures inférieures au niveau des appuis : (Art. 35.02 / CCBA 68).

Au niveau des appuis l'effort tranchant T et le moment fléchissant engendrent un effort de traction dans les armatures inférieures. Pour cela nous devons vérifier la relation suivante :

$$\begin{cases} A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \dfrac{M}{z} \\ z = \dfrac{7}{8} h \end{cases}$$

$T + \dfrac{M}{z}$, résultera de la plus défavorable des combinaison, en sachant M est pris avec son signe.

1 - Sens Transversal -

Niveau	noeud	$M_{(t.m)}$	$T_{(t)}$	$\frac{1}{\sigma_a}(T + \frac{M}{z})$	A prise
VII	1 / 5	1,616 / 4,99	3,7 / -0,509	1,858 / 2,89	4,52 / 4,52
	3 / 4	6.67 / 6.26	-0,97 / -1,288	3,802 / 3.48	4,52 / 4,52
VI	10	12,235	-5,187	6.16	8,04
	8 / 9	15.66 / 14.49	-6.25 / -6.42	7.98 / 7,23	10,03 / 10,03
V	15	19.9	-9,616	9,74	12,56
	13 / 14	24,48 / 22,98	-11,07 / -11,25	12,16 / 11,21	16,08 / 16.08
IV	20	26.25	-13,65	9.73	14,19
	18 / 19	31.37 / 31.48	-15.33 / -15.51	11,87 / 11,88	16.08 / 16.08
III	25	29,78	-15,609	11,017	16.08
	23 / 24	36,627 / 35,115	-17,8 / -17,97	13,88 / 13,09	18,71 / 18,71
II	30	34,2	-18.024	12,62	18.71
	28 / 29	40,5 / 39,55	-20,112 / -20,288	15,24 / 14,73	20,6 / 20,6
I	35	28.44	-15,544	10,36	16,08
	33 / 34	37,53 / 36,25	-18,37 / -18,54	14,19 / 13,518	20,6 / 20.6

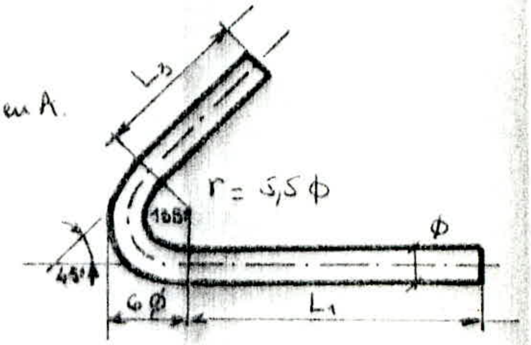
2 - Sens Longitudinal -

Niveau	Noeud	M (t m)	T (t)	$\frac{1}{\sigma_a}(T + \frac{M}{z})$	A prise
VII	8	3,636	-1,448	1,854	4,52
	2	4,535	1,805	2,312	4,52
VI	16	9,055	-4,665	4,36	6,15
	10	11,161	-5,664	5,4	8,04
V	24	14,684	-7,767	7,03	10,03
	18	16,816	-8,895	8,05	12,56
IV	32	19,232	-10,488	9,13	12,56
	26	23,08	-12,385	11	16,08
III	40	21,728	-11,858	10,3	14,19
	34	25,598	-13,845	12,18	18,71
II	48	24,996	-13,918	11,8	16,08
	42	24,498	-16,155	10,96	20,6
I	56	22,311	-12,488	10,52	16,08
	51	26,097	-13,786	12,5	18,71

8.5.7- Vérification de l'ancrage:

. condition pour un ancrage total en A.

$L_1 + 2{,}56 L_3 \geq L_d - 3{,}92 r$.



$$\begin{cases} \bar{\tau}_d = 17{,}7 \text{ kg/cm}^2 \\ L_d = \dfrac{\phi}{4} \cdot \dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \end{cases}$$

D'après les dispositions constructives des ancrages donnés par le RPA 81 (fig. 108) on prendra $L_1 \geq 20\phi$ et $L_3 = 8\phi$, cci pour l'ancrage des armatures supérieures, quant aux armatures inférieures on doit vérifier: $L_1 + 2{,}56 L_3 \geq \max(30\phi, 50)$.

Niveau / ϕ	VII / 12	VI / 12	V / 16	IV / 16	III / 16	II / 16	I / 16
L_1	28,4	28,4	26,2	26,2	26,2	26,2	26,2
L_3	9,6	9,6	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8
L_d	47,46	47,46	63,28	63,28	63,28	63,28	63,28
r	6,6	6,6	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8
$L_1+2{,}56L_3$	52,97	52,97	58,968	58,968	58,968	58,968	58,968
$L_d-3{,}92r$	21,588	21,588	28,784	28,784	28,784	28,784	28,784

1 - Sens Transversal -

Niveau / ϕ	VII / 12	VI / 14	V / 16	IV / 20	III / 16	II / 16	I / 16
L_1	28,4	27,3	26,2	24	26,2	26,2	26,2
L_3	9,6	11,2	12,8	16	12,8	12,8	12,8
L_d	47,45	55,36	63,27	79,09	63,27	63,27	63,27
r	6,6	7,7	8,8	11	8,8	8,8	8,8
$L_1+2{,}56L_3$	52,97	55,97	58,96	64,96	58,96	58,96	58,96
$L_d-3{,}92r$	21,58	25,17	28,78	35,97	28,78	28,78	28,78

2 - Sens Longitudinal -

8.5.8- Tableau donnant les contraintes dans chaque section

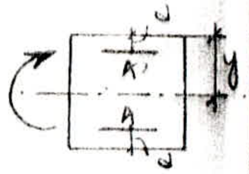
1 _ Sens Transversal _

Noeud	$M_{(t.m)}$	$A\ cm^2$	$h_{(cm)}$	ω	ε	K	σ_a	σ'_b
1, 5	-7,67	4,52	45,4	0,331	0,9104	40,8	4105,5	100,62
2, 3	11,86	8.04	45,2	0,5903	0,8862	28,9	3682,6	127,42
4	9,7	6,15	45,3	0,4625	0,897	33,9	3878,5	114,41
2 - 3 1 - 2	8,66	8,04	45,2	0,5903	0,8862	28,9	2689	93,04
3 - 4 4 - 5	3,89	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40,6	2082,8	51,3
6	13,49	10,03	45,1	0,7413	0,8756	25,5	4095,1	162,5
7	16,22	10,03	45,1	0,7413	0,8756	25,2	4095,1	162,5
8	19,4	12,56	45	0,93087	0,8643	21,9	3971,3	181,33
9	17,4	12,56	45	0,93	0,864	21,9	3561,9	162,64
10	14,07	10,03	45,1	0,7413	0,8756	25,2	3552,3	140,96
11	18,15	12,56	45	0,93	0,8643	21,9	3715,43	169,65
12	21,9	14,18	45,25	1,044	0,8584	20,3	3976,1	195,86
15	21,79	14,18	44,25	1,044	0,858	20,3	4045,5	199,2
11 - 12 12 - 13	9,79	10,03	45,1	0,7413	0,8756	25,2	2471,72	98,08
13 - 14 14 - 15	4,776	4,52	45,4	0,3318	0,9104	40,8	2556,4	62,65
16	22,8	12,56	55	0,7612	0,8744	24,8	3774,6	152,2
17	26,03	14,18	54,25	0,871	0,8677	22,8	3896,9	170,9
16 - 17 17 - 18	9,59	8,04	55,2	0,485	0,8947	32,5	2415,16	74,81
21	24,83	14,18	54,5	0,867	0,868	22,9	3608,5	161,5.

Noeud	$M_{(t.m)}$	A_{cm^2}	h_{cm}	ω	ε	K	σ_a	σ'_b
20, 22	28,8	16.08	54.4	0,985	0,8615	21,1	3821,6	181,12
25, 27	31,66	16,08	54.4	0,985	0,8615	21,1	4198,4	199,1
26	28,1	16.08	54.4	0,985	0,8615	21,1	3728,7	176,7
35	29,76	16,08	54.4	0,985	0,8615	21,1	3961,3	187,7
31, 32	25,8	14,19	54.4	0,867	0,868	22,9	3843	167,81
18. 19 19. 20	5,69	6,15	55,3	0,37	0,9057	38	1847,25	48,61

- Vérification des sections avec armatures comprimées :

Position de l'axe neutre



équation des moments statiques / à l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'(y-d') - nA(h-y) = 0.$$

$$\rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A'+A)y - 15(A'd' + A.h) = 0$$

Le moment d'inertie : $I = \frac{b y^3}{3} + A'n(y-d')^2 + nA(h-y)^2$.

- Les contraintes : $\begin{cases} \sigma'_b = \theta . y \text{ , avec } \theta = M/I \\ \sigma'_a = n\theta(y-d') \\ \sigma_a = n\theta(h-y) \end{cases}$

— sens transversal —

Noeud	$M_{t.m}$	A_{cm^2}	A'_{cm^2}	y_{cm}	I_{cm^4}	θ	σ_a kg/cm²	σ'_a kg/cm²	σ'_b kg/cm²
13	28.26	18.71	16.08	11,55	289321,0	9,76	3919,28	1750,8	171,42
14	25,94	16,08	16.08	16,51	261330,4	9,926	4152,5	1624,41	163,88
18. 19	35,15	18.71	16.08	20,136	460176,3	7,638	3917,79	1665,47	153,8
23, 24	40,4	22,86	20.6	21,029	539684,8	7,48	3714,15	1710,03	157,419
30	36,08	20,6	18,71	20,463	441528,0	8,171	4122,7	1797,17	167,2
33, 34	41,31	22,86	20.6	21,029	539684,8	7,65	3794,8	1747,5	160,96

Tableau donnant les contraintes dans chaque section

2 - Sens longitudinal -

Niveau	Section	M (t.m)	A cm^2	h (cm)	$\bar{\omega}$	ε	K	σ_a kg/cm²	σ'_b kg/cm²
VIII	1 et 8	-4,684	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40.6	2508,31	61,78
	2 à 7	-5,738	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40.6	3072,73	75,68
	travée 1 à 2	1,351	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40,6	723,46	17,82
VII	9 et 16	-9,701	6,15	45,3	0,4525	0,8977	33,9	3878,93	114,42
	10 à 15	-11,495	8,04	45,2	0,5929	0,8859	28,85	3570,5	123,76
	travée 9 - 10	1,610	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40,6	862,16	21,23
VI	17 et 24	-15,345	10,03	45,1	0,7413	0,8756	25,2	3874,2	153,73
	18 à 23	-17,87	12,56	45	0,9303	0,8644	21,88	3657,69	167,17
	travée 17 - 18	1,605	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40,6	859,48	21,17
V	25 et 32	-19,893	12,56	45	0,9303	0,864	21,88	4071,77	186,09
	travée 25 - 26	1,605	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40,6	859,4	21,17
IV	33 et 40	-22,389	14,18	44,5	1,0621	0,8576	20,1	4137,26	205,5
	travée 33 - 34	1,605	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40,6	859,48	21,17
III	travée 41 - 42	1,605	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40,6	859,48	21,17
II	travée 49 - 50	1,605	4,52	45,4	0,3318	0,9101	40,6	859,48	21,17

Tableau donnant les contraintes dans les sections avec armatures comprimées - sens longitudinal.

Noeud	M (t.m)	A cm^2	A' cm^2	y cm	I cm^4	θ	σ_a kg/cm²	σ'_a kg/cm²	σ'_b (kg/cm²)
26 à 31	-24,142	16,08	16,08	16,51	261330,11	9,23	3861,87	1510,49	152,38
34 à 39	-26,652	18,71	18,71	17,14	294109,3	9,06	3691,04	1554,69	155,28
41 et 48	-25,657	16,08	16,08	16,51	261830,11	9,81	4104,01	1605,4	161,96
42 à 47	-30,552	20,6	20,6	17,53	316174,82	9,66	3864,48	1693,67	169,34
49 et 56	-22,972	16,08	16,08	16,51	261830,11	8,79	3677,29	1438,46	145,12
50 à 55	-27,708	18,71	18,71	17,14	294109,3	9,42	3837,70	1616,47	161,45

8.5.9- Vérification de la fissuration :

$$\sigma_1 = K\eta \left(\frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} \right)$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \eta = 1,6 \\ K = 1,5.10^6 \\ \omega = \dfrac{A}{B_f} \\ \phi : \text{mm} \end{cases}$$

1- Sens Transversal -

Niv.	A (cm²)	B_f (cm²)	$\tilde{\omega}_f$	σ_1 kg/cm²	σ_2 kg/cm²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm²	$\bar{\sigma}_{ag}$ kg/cm²
T	8,04	289	0,0279	2257,7	3273,6	2800	2800
	4,52	276	0,0163	2607,06	2814,4	2800	2800
VI	10,03	284	0,034	2019,4	3052,4	2800	2800
V	4,52	276	0,0163	2807,06	2803,03	2800	2800
IV III	8,04	288	0,0279	2257,4	3278,6	2800	2800
II I	6,15	282	0,021	2413,6	3069,2	2800	2800

2- Sens Longitudinal -

Puisque les sections en travée possèdent le même ferraillage on ne vérifiera la fissuration que pour une seule section.

$A = 4,52$ cm², $B_f = 2b.d = 2 \times 4,6 \times 30 = 270$ cm²

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,52}{270} = 0,0167$$

soit

$$\sigma_1 = \frac{1,5.10^6 \times 1,6}{12} \left(\frac{0,0167}{1+10 \times 0,0167} \right) = 2862 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5.10^6 \times 5,9}{12}} = 2061 \text{ kg/cm}^2$$

La fissuration est vérifiée.

8.6 – Armatures transversales.

On déterminera les armatures transversales pour l'effort tranchant maximal à l'appui ; ensuite on calculera la contrainte de cisaillement maximales :

$$\tau_{bmax} = \frac{T_{max}}{b.z} \quad , \quad \begin{cases} b = 30\,cm \\ z = \frac{7}{8} h \end{cases}$$

on vérifiera : $\begin{cases} \tau b_{max} \leq 3{,}5\, \bar{\sigma}_b \quad , \text{ si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \tau_{bmax} \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \quad , \text{ si } \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b_0} . \end{cases}$

8.6.1 – Sens transversal.

Niv.	Terrasse	VI	V	IV	III	II	I
T_{max} (t)	8,798	9,006	9,14	9,13	9,13	9	9,18
σ_b	84,8	108,83	130,57	113,9	120,7	130,83	111,86
τ_{bmax}	7,489	7,624	7,624	6,237	6,237	6,237	6,237
$\bar{\tau}_b$	19,9	16,42	15,3	16,45	15,97	15,06	16,52

– La quantité d'armatures transversales est donnée par $A_t = 0{,}003\, s' b_1$

Art. 4.2.3.22 avec $s' \leq \frac{h_t}{2}$ (h_t : hauteur totale de la poutre).

pour notre cas $h_t = 50, 60\,cm$ soit $s' = 25\,cm$.

$b_1 = 60\,cm$ soit $A_t \geq 0{,}003 \times 60 \times 25 = 4{,}5\,cm^2$.

On choisira 1 cadre + 2 étriers $\rightarrow$ $A_t = 4{,}71\,cm^2$ $\phi = 10\,mm$.

– espacement :

Dans la zone nodale : $s \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi\right)$

en dehors de la zone nodale : $s' \leq \frac{h_t}{2}$.

8.6.2 _ Sens Longitudinal.

Niv.	Terrasse	VI	V	IV	III	II	I
T_{max}/Sb	2,504	2,124	2,126	2,126	2,126	2,126	2,126
σ'_b	50,45	82,5	111,44	101,58	103,52	112,89	107,63
τ_{bmax}	1,69	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79	1,79
$\bar{\tau}_b$	20,3	19,11	16,66	17,49	17,33	16,54	16,98

$A_t = 0{,}003\, s' b_1$ avec $s' \leq \frac{h_t}{2}$, $b_1 = 60$ cm

$h_t = 50$, $\rightarrow s' \leq 25$ on prend $s' = 20$ cm.

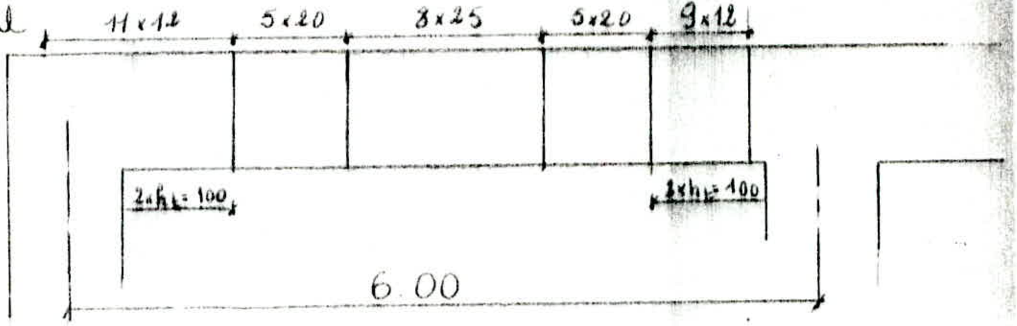
$A_t = 3{,}6$ cm², 1 cadre + 2 étriers.

- espacement : $\begin{cases} s \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi\right), & \text{zone nodale} \\ s' \leq \frac{h_t}{2}, & \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$

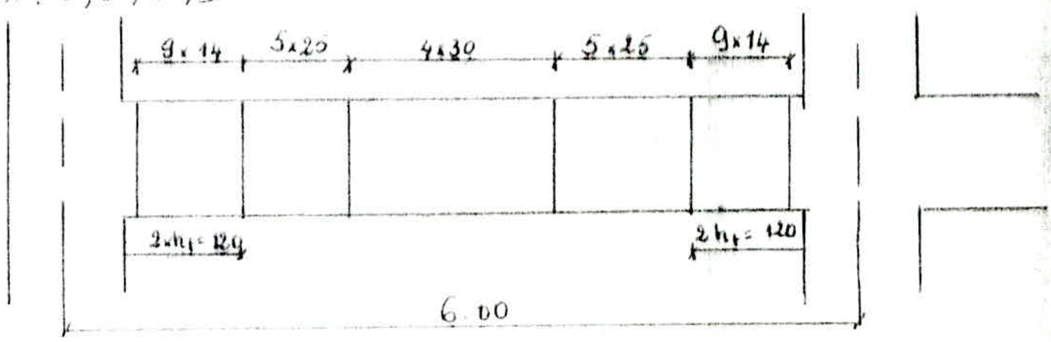
8.7 - DISPOSITIONS DES ARMATURES TRANSVERSALES.

Sens transversal

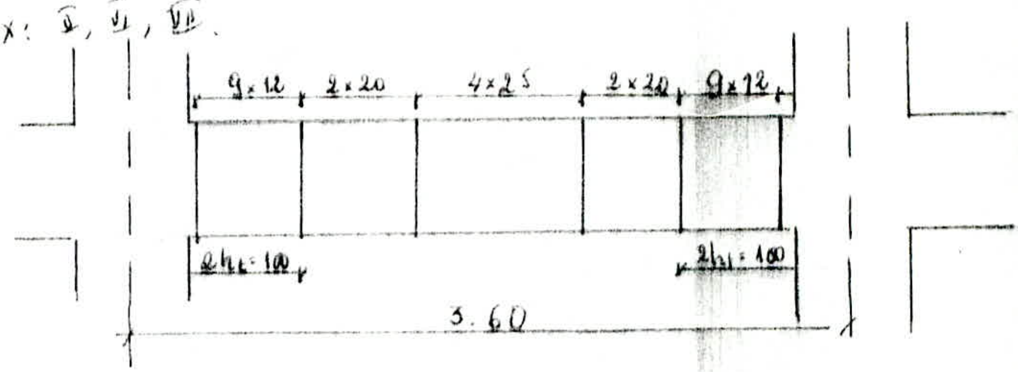
Terrasse



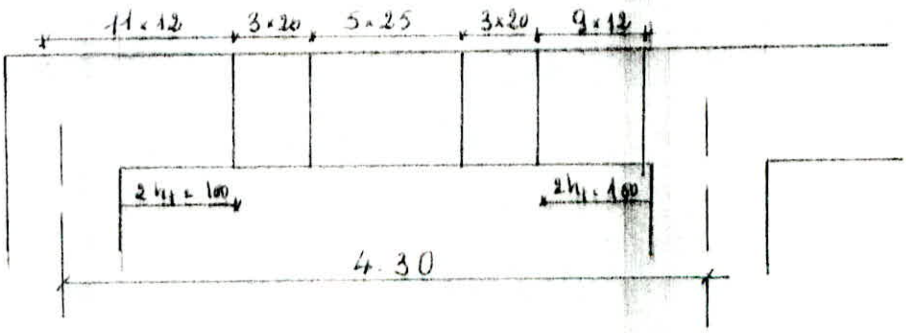
NIVEAUX : I, II, III, IV.



NIVEAUX : V, VI, VII.



sens longitudinal



CHAPITRE : IX

FERRAILLAGE DES POTEAUX

FERRAILLAGE DES POTEAUX

9.1 Introduction :

Les Poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants en tête et à la base, et ceci dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.
Ils seront donc calculés en flexion composée sous/SP1 et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre et on optera pour la plus importante section d'acier.
On distinguera 3 types d'efforts :

N^{min}, M cor. pour le calcul des Armatures tendues
N^{max}, Mcorr } pour le calcul du béton comprimé et
N^{cor}, M^{max} } éventuellement des aciers comprimés.

9.2 . Méthode de calcul :

nous avons appliqué la méthode de P. CHARON
la contrainte admissible du béton est donnée par :

$$\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \quad si \quad e_0 \geq \frac{h_t}{2} \quad , \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0}\left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \quad si \quad e_0 < \frac{h_t}{2} \quad , \quad e_1 = \frac{h_t}{6}$$

on peut avoir 3 cas de sollicitation :

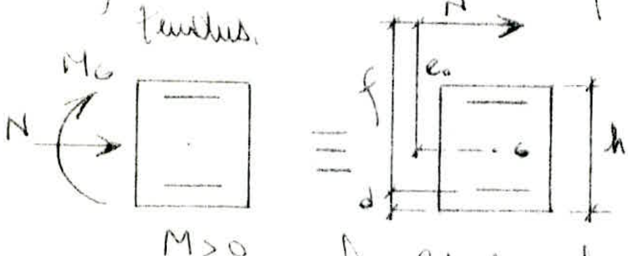
- $e_0 > e_1$, section partiellement comprimée
- $e_0 \leq e_1$ { section entièrement comprimée (N comp.)
- { " " tendue (N tract.)
- $e_0 = 0$, compression simple.

1.2.1 Section partiellement comprimée : ($e_0 > e_1$)

On ferraillera de manière symétrique ; d'où la marche à suivre sera la suivante :

On calculera le moment fictif : $M_f = N.f$

f étant la distance entre le point de passage de N et les aciers tendus.



$f = \frac{h_t}{2} - d + e_0$

. On calculera la section en flexion simple sous M_f en calculant σ_b' on peut avoir 2 cas :

- $\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b'$, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, On calculera une section A_{fs} sous M_f et la section d'acier dans la flexion composée sera :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$ (N<0, si on a une traction)

- $\sigma_b' > \bar{\sigma}_b'$, les armatures comprimées seront nécessaires, on calculera les sections d'aciers A'_{fs}, A_{fs} sous M_f et en définitif les sections d'acier déterminées en flexion composée seront :

$$A'_{fc} = A'_{fs}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$ (N<0, traction)

9.2.2 — Section entièrement comprimée : ($e_0 \leq e_1$).

On ferraillera toujours de façon symétrique.

On détermine $\delta'_c = \frac{d'}{h_t}$ et on calcule σ_b' comme précédemment et les coefficients suivants définis par :

$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b . b . h_t}{N}$, $\beta = \frac{c e_0}{h_t}$, $c = 0,27(1-2\delta')^2 . \rho$

$D = 0{,}3(\rho-\beta) - 0{,}9(1-\rho)(1-2\delta')^2$

$E = -(1+\beta-\rho)$, $\bar{\omega}' = \dfrac{-D+\sqrt{D^2-4E.C}}{2C}$

enfin la section d'armature est obtenue par :

$$A = A' = \bar{\omega}' . \frac{b.h_t}{100}$$

1.2.3 – Section en compression simple $(e_0 = 0)$:

La section d'armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions :

Section théorique : $A_L \geq \dfrac{1}{n}\left(\dfrac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B\right)$, B section du béton. $n = 15$

Condition de sécurité :

$$A_L \leq \frac{B}{20} \quad , \left(\frac{A_L}{B} \leq 5\% \text{ , CCBA 68, Art. 32/2.6}\right)$$

troisième condition :

$$A_L \geq \frac{1{,}25}{1000}\,\theta_1 . \theta_2 . \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} \qquad 1\% \leq A_L \leq 4\%$$

Coefficients :

θ_1 : tient compte de l'excentricité de la charge.

$$\begin{cases} \theta_1 = 1{,}6 & \text{, poteau d'angle.} \\ \theta_1 = 1{,}4 & \text{" de rive} \\ \theta_1 = 1 & \text{" , autres poteaux.} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a.\ell c} \quad \begin{cases} l_c : \text{longueur de flambement} \\ a : \text{plus petite dimension transversale.} \\ c : \text{enrobage des Aciers longitudinaux} \end{cases}$$

$\theta_3 = 1 + \dfrac{2100}{\sigma_{en}}$, dépend de la nuance des aciers longitudinaux

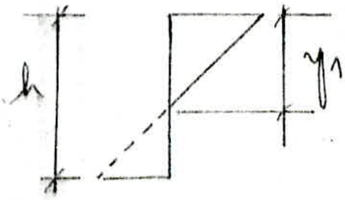
9.3 . Pourcentage Minimal d'armatures :

$W_L = \dfrac{A_L}{B} \geq \dfrac{1{,}25}{1000}\,\theta_1 . \theta_2 . \theta_3 . \dfrac{\sigma_m'}{\bar{\sigma}'_{b0}}$, où σ_m' est la contrainte Moyenne de compression s/SP₁ sur la section du béton seul : $\sigma_m' = \dfrac{N}{B}$

Pour les sections partiellement comprimées, σ'_m sera calculé en quadricant le diagramme de "Navier"

$y_1 = h \cdot \dfrac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \dfrac{\bar{\sigma}_a}{n}}$, $B = b\, y_1$

et $\sigma'_m = \dfrac{N}{b \cdot y_1}$



9.4 • Flambement des Poteaux :

- Longueur de flambement.

Pour les bâtiment à étages multiples (contreventé par ossature autostable) la longueur de flambement est fonction de la hauteur du poteau et de la liaison de ses extrémités

$l_c = 0{,}7\, h_0 = 0{,}7 \times 3{,}20 = 224$ cm (notre cas).

- Vérification au flambement :

Poteaux de rive (40x40 cm) : $\dfrac{l_c}{a} = \dfrac{224}{40} = 5{,}6 < 14{,}4$

Poteaux intermédiaire (50x60 cm) : $\dfrac{l_c}{a} = \dfrac{224}{50} = 4{,}48 < 14{,}4$

L'article 32,31 CCBA68 préconise que dans ce cas la pièce sera justifiée uniquement en flexion composée sans tenir compte de l'effet du flambement.

PORTIQUE TRANSVERSAL

4.5 Détermination des Armatures Longitudinales s/SP2 :

A) Poteaux intermédiaires – File 4 – 60×50

$e_1 = 0.10$ m. Sous N^{max} et $M^{corr.}$

Poteau	N^{t}	$M^{t.m}$	e_0	$f = e_0 + 0,25$	$\mathcal{M}^{t.m}$	$M_R^{(t.m)}$	A'_1	A_1	A'	A
4-9	13,395	17,63	1,316	1,566	20,97	56,53	-	10,01	-	6,82
9-14	27,345	28,9	1,057	1,307	28,9	56,53	-	14,01	-	7,499
14-19	41,74	37,52	0,898	1,148	47,91	56,53	-	23,9	-	13,96
19-24	56,41	46,058	0,8164	1,066	60,13	56,53	2,973	30,2	2,973	16,76
24-29	71,69	47,66	0,6648	0,9148	65,58	56,53	7,47	32,79	7,47	15,72
29-34	86,83	54,89	0,632	0,882	76,58	56,53	16,56	38,03	16,56	17,35
34-39	102,87	77,46	0,7529	1,05	107,83	94,759	8,63	40,8	8,63	16,3

$e_1 = 0,10$ m Sous N^{min} et $M^{corr.}$

Poteau	N	M	e_0	$f = e_0 + 0,25$	$\mathcal{M}$	M_r	A'_1	A_1	A'	A
4-9	7,925	18,25	2,302	2,55	20,23	56,53	-	9,64	-	7,758
9-14	13,985	24,16	1,728	1,978	27,65	56,53	-	13,37	-	10,04
14-19	19,64	31,33	1,595	1,845	36,24	56,53	-	17,78	-	13,1
19-24	25,08	38,44	1,532	1,78	44,71	56,53	-	22,2	-	16,23
24-29	30,01	39,78	1,325	1,575	47,28	56,53	-	23,569	-	16,42
29-34	35,05	45,8	1,306	1,56	54,56	56,53	-	27,42	-	19,07
34-39	39,34	64,55	1,64	1,94	76,32	94,756	-	32,10	-	22,72

File 3 (60x50 cm)

$e_1 = 0{,}10$ m — sous N^{max}_{-} M^{corr}_{-}

POT	N	M	e_0	$f = e_0 + 25$	$\mathcal{M}$	M_r	A'_1	A_1	A'	A
3-8	18,75	13,4	0,714	0,964	18,08	56,53	—	8,57	—	4,11
8-13	41,34	24,86	0,6013	0,8513	35,19	56,53	—	17,24	—	7,39
13-18	67,61	32,65	0,4829	0,7329	49,55	56,53	—	24,76	—	8,66
18-23	97,07	37,06	0,38	0,6306	61,4	56,53	4,022	30,8	4,022	7,616
23-28	128,93	38,42	0,297	0,5479	70,65	56,14	12,053	35,19	12,053	4,492
28-33	162,36	38,07	0,234	0,484	78,66	47,5	20,5	37,17	29,5	—
33-38	195,09	77,37	0,396	0,696	135,7	94,75	,47	56,66	27	10,2

$e_1 = 0{,}10$ m — sous N^{min}_{-} et M^{corr}_{-}

POT	N	M	e_0	$f = e_0 + 25$	$\mathcal{M}$	M_r	A'_1	A_1	A'	A
3-8	8,27	15,37	1,858	2,1	17,36	56,53	—	8,22	—	6,25
8-13	11,66	23,14	1,984	2,234	26,055	56,53	—	12,57	—	9,73
13-18	12,06	29,47	2,443	2,69	32,48	56,53	—	15,84	—	12,96
18-23	9,55	33,15	3,47	3,72	35,537	56,53	—	17,42	—	15,14
23-28	5,54	34,28	6,18	6,437	35,66	56,53	—	17,48	—	161,169
28-33	-0,03	40,61	1353,66	1353,4	40,6	56,53	—	20,052	—	20,059
33-38	-5,01	64,55	12,81	12,61	63,17	54,75	—	28,29	—	27,48

Tableau donnant le Pourcentage minimum d'armatures

Poteau	$\bar{\sigma}'_b$	N_t	Y_1(cm)	θ_1	θ_2	θ_3	A
4 - 9	205,5	13,395	23,28	1	2,178	1,52	1,274
9 - 14	205,5	27,345	23,28	1	2,178	1,52	2,6
14 - 19	205,5	41,74	23,28	1	2,178	1,52	3,97
19 - 24	205,5	56,41	23,28	1	2,178	1,52	5,36
24 - 29	205,5	71,69	23,28	1	2,178	1,52	6,82
29 - 34	205,5	86,83	23,28	1	2,178	1,52	8,26
34 - 39	205,5	122,87	27,51	1	1,97	1,52	8,87

Tableau récapitulatif du Ferraillage adopté.

- FILE 4 -

Poteau	4 - 9	9 - 14	14 - 19	19 - 24	24 - 29	29 - 34	34 - 39
A'	-	-	-	2,973	7,47	16,56	8,63
A cm²	7,75	10,04	13,96	16,76	16,42	19,07	22,73
A' adoptée	4T16	4T20	5T20	6T20	6T20	7T20	8T20
A adopté	4T16	4T20	5T20	6T20	6T20	7T20	8T20

- FILE 3 -

Poteau	3 - 8	8 - 13	13 - 18	18 - 23	23 - 28	28 - 33	33 - 38
A' cm²	-	-	-	4,022	12,05	29,5	27
A cm²	6,25	9,79	12,96	15,14	16,169	20,05	27,48
A' adoptée	4T16	4T20	5T20	6T20	6T20	7T20	9T20
A adopté	4T16	4T20	5T20	6T20	6T20	7T20	9T20

B) Poteaux de Rive : _ File 1 _ 40 x 40 cm

$e_1 = 0,66\ m$ sous N^{max} & M^{corr}

POT	M (tm)	N_c (t)	e (cm)	$\xi = e_0 + 15$	M_u (tm)	M_r	A'_1	A_1	A' (cm²)	A (cm²)
1-6	8,49	10,88	0,78	0,93	10,118	18,31	—	7,74	—	5,14
6-11	10,74	23,95	0,448	0,598	14,32	18,31	—	11,17	—	5,96
11-16	12,98	39,06	0,3323	0,4823	18,31	18,31	—	14,5	—	5,20
16-21	15,39	56,91	0,275	0,425	23,76	18,31	8,89	19,82	8,89	5,5
21-26	16,85	73,72	0,215	0,365	26,9	18,31	14,014	21,31	14,014	3,75
26-31	16,94	92,63	0,1828	0,3328	30,82	17,14	27,63	24,37	23,63	2,32
31-36	20,4	100,72	0,185	0,385	42,24	32,92	12,14	26,82	12,14	—

$e_1 = 0,66\ m$ sous N^{min} & M^{corr}

POT	M (tm)	N^c (t)	e_0 (cm)	$\xi = e_0 + 15$	M_u (tm)	M_r	A'_1	A_1	A' (cm²)	A (cm²)
1-6	1,616	4,72	0,342	0,492	2,32	18,31	--	1,67	—	0,55
6-11	5,64	6,927	0,814	0,964	6,677	18,31	--	5,005	—	3,35
11-16	7,63	7,442	1,02	1,17	8,7	18,31	--	6,6	—	4,833
16-21	9,64	6,512	1,48	1,63	10,61	18,31	--	8,138	—	6,587
21-26	10,02	4,78	2,09	2,24	10,7	18,31	--	8,21	—	7,07
26-31	10,94	2,14	5,11	5,26	11,25	18,31	--	8,65	—	8,14
31-36	6,04	1,01	5,98	6,13	6,252	37,84	--	3,53	—	3,28

Tableau donnant le Pourcentage Minimum d'Armature
- FILE 1 - 40x40 cm

POT	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm²)	N (t)	Y_1 (cm)	θ_1	θ_2	θ_3	A
1-6	205,5	10,88	14,81	1,4	2,493	1,52	1,66
6-11	205,5	23,96	14,81	1,4	2,493	1,52	3,65
11-16	205,5	39,06	14,81	1,4	2,493	1,52	5,967
16-21	205,5	55,91	14,81	1,4	2,493	1,52	8,52
21-26	205,5	73,72	14,81	1,4	2,493	1,52	11,24
26-31	196,67	82,63	14,44	1,4	2,493	1,52	14,49
31-36	157,13	100,72	15,176	1,4	2,17	1,52	17,139

Tableau Récapitulatif du ferraillage Adopté
- FILE 1 -

POT / Arm.	1-6	6-11	11-16	16-21	21-26	26-31	31-36
A'	-	-	-	8,89	14,017	23,63	12,14
A	5,14	5,46	5,2	6,08	7,07	8,14	3,28
A_{ad}	4T16	4T16	4T16	4T20	5T20	8T20	9T20
A'_{ad}	4T16	4T16	4T16	4T20	5T20	8T20	8T20

9.6. PORTIQUE LONGITUDINAL

Détermination des Armatures Longitudinales $/ RP_2$.

$e_1 = 0,0933$ m   - FILE 7 - 50x60cm

- dans N^{max} et M^{corr}

Poteau	N	M	$e_0^{(m)}$	$f = e_0 + 20$	$M_b^{(t.m)}$	M_r	A_1'	A_1	A'	A
7-15	5,82	11,204	1,925	2,125	12,36	45,417	-	7,119	-	5,733
15-23	12,05	19,85	1,64	1,84	22,17	45,417	-	13,11	-	10,24
23-31	18,25	25,395	1,39	1,59	29,04	45,417	-	17,41	-	13,07
31-39	24,717	35,593	1,278	1,478	36,53	45,417	-	22,21	-	16,33
39-47	31,147	32,24	1,035	1,235	38,469	45,417	-	26,41	-	17,39
47-55	37,817	35,45	0,935	1,1559	43,025	45,417	-	26,41	-	17,39
55-63	44,679	51,08	1,143	1,393	62,23	79,15	-	30,89	-	20,25

- dans N^{min} et M^{corr} -

$e_1 = 0,0933$ m.   - FILE 7 -

Poteau	N	M	e_0	$f = e_0 + 20$	$M_b^{(t.m)}$	M_r	A_1'	A_1	A'	A
7-15	4,023	9,494	2,359	2,559	10,29	45,477	-	6,88	-	4,929
15-23	7,49	16,554	2,21	2,41	18,052	45,47	-	10,56	-	8,78
23-31	11,96	21,173	1,77	1,97	23,565	45,477	-	13,97	-	2,847
31-39	16,46	25,964	1,57	1,77	29,25	45,477	-	17,55	-	13,63
39-47	19,77	26,882	1,359	1,559	30,886	45,477	-	18,56	-	13,85
47-55	22,83	29,554	1,29	1,49	34,12	45,477	-	20,65	-	15,21
55-63	25,831	42,57	1,64	1,89	48,8	79,15	-	23,9	-	17,74

Tableau donnant le Pourcentage Minimum d'Armatures.

Poteau	$\bar{\sigma}'_b$	N (t)	l_f cm	θ_1	θ_2	θ_3	A
7 - 15	205,5	5,82	19,047	1	2,17	1,52	0,55
15 - 23	205,5	12,05	19,047	1	2,17	1,52	1,14
23 - 31	205,5	18,25	19,047	1	2,17	1,52	1,73
31 - 39	205,5	24,717	19,047	1	2,17	1,52	2,34
39 - 47	205,5	31,147	19,047	1	2,17	1,52	2,95
47 - 55	205,5	37,877	19,047	1	2,17	1,52	3,59
55 - 63	205,5	44,679	23,28	1	1,97	1,52	3,84

Tableau récapitulatif du Ferraillage Adopté.

Poteau	7 - 15	15 - 23	23 - 31	31 - 39	39 - 47	47 - 55	55 - 63
A' cm^2	-	-	-	-	-	-	-
A cm^2	5,733	10,24	13,07	16,33	16,04	17,39	20,25
A' adopté	4T16	4T20	5T20	6T20	6T20	6T20	7T20
A adopté cm^2	4T16	4T20	5T20	6T20	6T20	6T20	7T20

Remarque : Les sections de poteaux (rive et interm.) trouvées ultérieurement dans le prédimensionnement s'avèrent insuffisantes vis-à-vis des contraintes dans le béton ; En outre les recommandations de l'Art. 4.2.1 RPA 81, limitent la quantité maximale des Aciers dans le poteau 5% de la section de celui-ci. Donc Afin de rester dans l'esprit de cet Article nous avons dû changer les sections des poteaux du R.D.C à :

- 70 x 60 cm Pot. interm.
- 50 x 50 cm Pot. rive.

9.7 - Ferraillage Final Adopté pour les Poteaux -

- Poteaux Intérieurs -

VII	VI	V	I
8T16 + 4T16	8T20 + 4T20	10T20 + 6T20	18T20 + 10T20
IV	III	II	
12T20 + 8T20	12T20 + 8T20	14T20 + 10T20	

- Poteaux de Rive -

VII	VI	V	I
8T16 + 4T16	8T16 + 4T16	8T20 + 4T20	16T20 + 8T20
IV	III	II	
8T20 + 4T20	10T20 + 6T20	16T20 + 8T20	

9.8 – VERIFICATION DES CONTRAINTES –

Pour la vérification des contraintes on a utilisé le résultat donné par les tableaux des aides mémoire "dunod" du Béton Armé.

On a les données : $N, M, b, h_t, A = A'$.

On calcule les constantes :

$$K_c = \frac{N}{M} \cdot h_t \quad , \quad \bar{\omega} = \frac{100\,A}{b\,h_t} = \frac{100\,A'}{b \cdot h_t}$$

et à partir du tableau, on détermine les valeurs K_b, K qui donnent les contraintes par la relation suivante :

$$\sigma_b' = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{b\,h_t^2} \quad , \quad \sigma_a = K \cdot \sigma_b'.$$

9.81. – Poteau Intermédiaire – sens transversal.

	3 - 8	8 - 13	13 - 18	18 - 23	23 - 28	28 - 33	33 - 38
M	15,37	23,14	29,47	33,15	34,48	40,61	64,55
N	8,27	11,86	12,06	9,55	5,54	-0,03	-5,01
K_c	0,3228	0,5038	0,245	0,172	0,017	-0,0044	-0,054
$\tilde{\omega}$	0,268	0,41966	0,5233	0,628	0,628	0,783	0,673
K_b	0,10	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,17
K	43	30	33	30	31	30	31
σ_b'	85,38	98,88	116,94	122,77	118,027	125,33	129,15
σ_a	3671,7	2966,66	3859,16	3683,33	3689,36	3760,18	4003,7

9.8.2 - Sens Longitudinal -

	7-15	15-23	23-31	31-39	39-47	47-55	55-63
M	11,204	18,852	25,395	31,593	32,24	36,45	51,08
N	5,82	12,95	19,25	24,717	31,117	37,977	44,679
K_e	0,2597	0,3034	0,359	0,3911	0,483	0,5342	0,5248
$\tilde{\omega}$	0,268	0,41866	0,5263	0,626	0,627	0,629	0,5285
K	44,5	34	30	26	25	24	27,5
K_b	0,10	0,135	0,19	0,166	0,155	0,155	0,14
σ'_b	74,69	98,034	120	135	138	152,47	144,78
σ_a	3323,9	3333,17	3627,96	3582,98	3466,66	3658,35	3981,57

- Vérification des Contraintes -

- 9.8.3 . Poteaux de Rive -

	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40
M	7,57	11,971	14,102	19,52	20,71	22,34	23,78
N	10,07	25,41	46,09	71,61	99,48	130,25	158,04
K_e	0,532	0,649	1,316	1,467	1,92	2,332	3,32
$\tilde{\omega}$	0,5026	0,5026	0,785	0,785	0,981	0,945	1,005
K_b	0,14	0,14	0,16	0,16	0,17	0,17	0,15
K	27	23	14,5	12,9	7,8	6,4	3
σ'_b	84,48	174,5	178,59	190,6	190,84	20,5	126,02
σ_a	2281,13	4012,65	2580,86	2459,06	1484,72	1314,11	380,48

5.10. Armatures Transversales dans les Poteaux :

- Recommandations du RPA 81 :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_L, 15cm)$, où ϕ_L étant la valeur du plus petit diamètre des aciers longitudinaux, pour notre cas : $\phi_L = 16$ mm.

soit $t = 12$ cm.

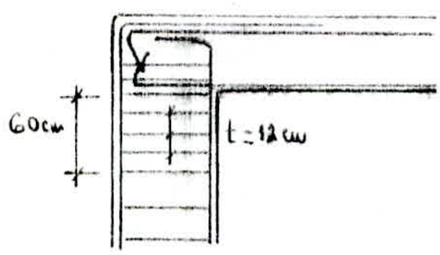
- Dans la zone courante :

$t' \leq 12\phi_L$, $\phi_L = 16$ mm $\rightarrow t \leq 19,2$ cm

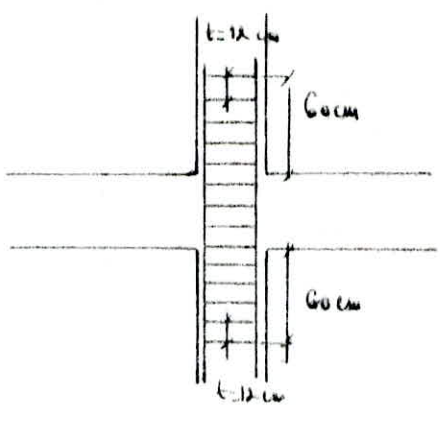
on prendra $t = 16$ cm.

$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60a\right) = 60$ cm

Niveau terrasse :



Niveau étage courant :



9.11. Vérification à l'effort tranchant :

Art. 4.2.2.1 RPA 81, la résistance à l'effort tranchant doit être effectuée avec :

T = 2 fois l'effort tranchant de calcul si l'élancement dans la direction considérée est supérieur ou égal à 15.

= 3 fois l'effort tranchant de calcul si l'élancement dans la direction considérée est inférieur à 15.

- Sens transversal

NIV.	L_c (cm)	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$	$\lambda = \frac{L_c}{i}$	T calculé (t)	$T = \begin{cases} 2T_{cal} \\ 3T_{cal} \end{cases}$	$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$	$\bar{\tau}_b = 0{,}15\,\sigma'_{28}$
VII	224	17,32	12,933	6,7	20,1	8,35	41,25
VI	224	17,32	12,933	12,57	37,71	22,179	41,25
V	224	17,32	12,933	17,79	53,37	22,170	41,25
IV	224	17,32	12,933	21,83	65,49	27,27	41,25
III	224	17,32	12,933	24,85	74,55	30,98	41,25
II	224	17,32	12,933	26,87	80,61	33,5	41,25
I	224	20,2	11,089	28,82	86,46	35,33	41,25

- Sens longitudinal -

NIV	L_c	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$	$\lambda = \frac{L_c}{i}$	T calculé	$T = \begin{cases} 2T_{cal} \\ 3T_{cal} \end{cases}$	$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$	$\bar{\tau}_b = 0{,}15\,\sigma'_{28}$
VII	224	14,43	15,52	4,6	9,2	3,89	41,25
VI	224	14,43	15,52	8,759	17,51	7,41	41,25
V	224	14,43	15,52	12,22	24,44	10,04	41,25
IV	224	14,43	15,52	14,99	29,19	12,68	41,25
III	224	14,43	15,52	17,07	34,14	14,45	41,25
II	224	14,43	15,52	18,468	36,936	15,634	41,25
I	224	17,32	12,93	20,326	40,652	17,067	41,25

CHAPITRE : X

FONDATIONS

FONDATIONS

10.1 Introduction

Le terrain de fondation est un terrain vague recouvert d'un important remblai de tout venant de démolition irrégulièrement réparti.

La carte géologique d'Alger situe le terrain sur le complexe métamorphique d'Alger, formation englobant toute la région de Bouzaréah et la partie ouest de la ville d'Alger.

10.2 Reconnaissance du site

10.2.1 - Investigation de reconnaissance :

En raison de la nature du terrain le L.N.T.P.B a réalisé les travaux de reconnaissance suivants :

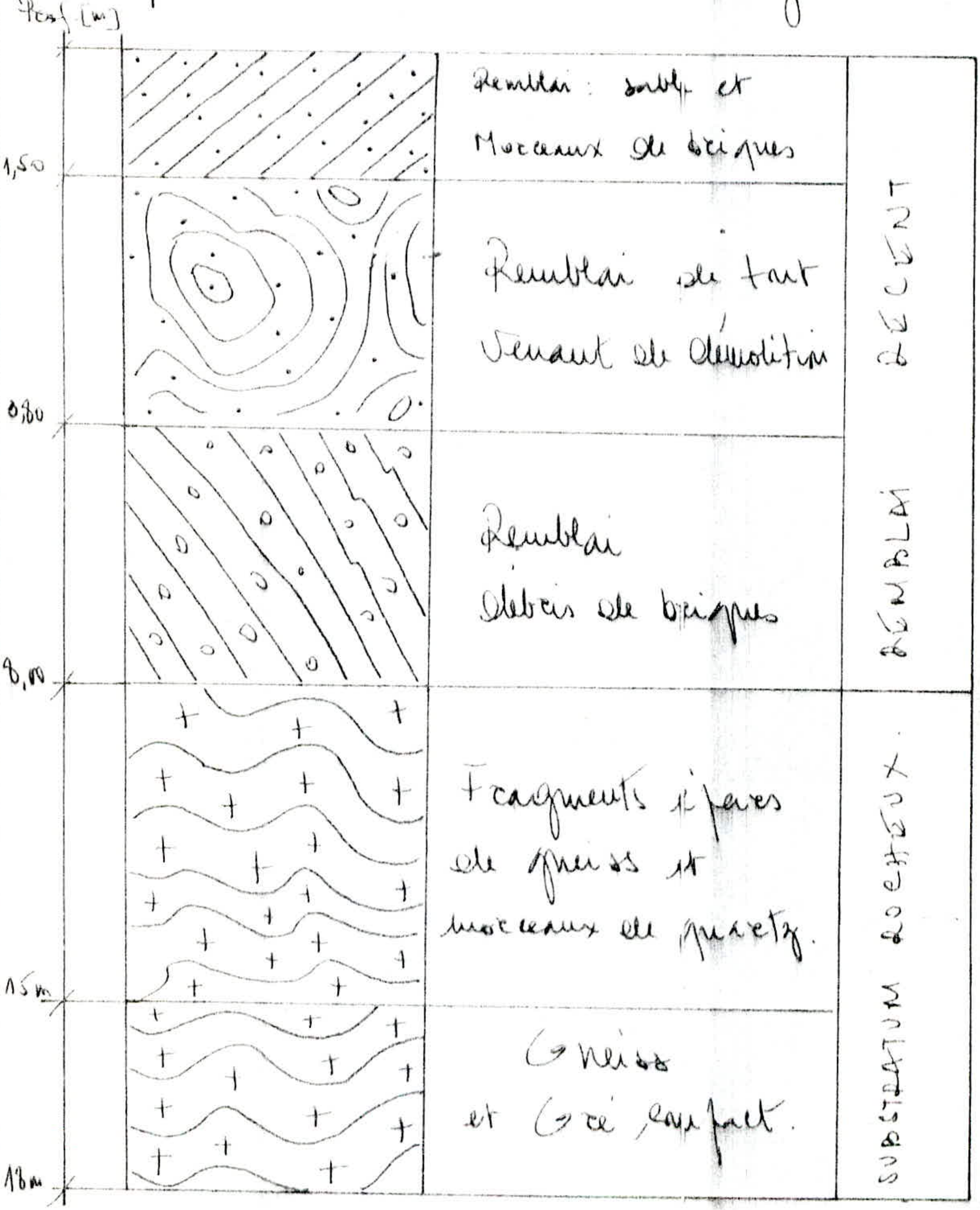
- Exécution d'un sondage carotté de 16,50 m de profondeur pour déterminer l'épaisseur du remblai et la recherche du substratum

- Exécution de 6 pénétromètres dynamiques pour estimer la résistance des remblais.

10.2.2 - Interprétation des reconnaissances :

- Sondage carotté : l'exécution d'un sondage carotté nous a permis de déterminer la nature du remblai qui s'avère très lâche et hétérogène : Analogue de tout venant de démolition tel que : morceaux de brique, bloc de calcaire, bois pourri ... A l'endroit du sondage l'épaisseur du remblai et de fer, au delà, commence le substratum rocheux, d'abord par des fragments épars de gneiss et des morceaux de quartz et ce jusqu'à 15 m, ensuite il devient sain en donnant des carottes difficiles à arracher.

La coupe ci-dessous relate le détail du sondage



10.2.3. Pénétromètres dynamiques :

Les six (06) essais au pénétromètre sur 8 m de profondeur révèlent des résistances très faibles souvent négligeables.

Ce n'est qu'à partir de 8 m que la résistance à la pénétration augmente en donnant le refus, exception faite pour le pénétromètre n°4 où le refus a été observé à 4 m. ceci s'explique par la présence de gros blocs dans le remblais.

A travers les valeurs obtenues au pénétromètre dynamique, nous pouvons confirmer la reconnaissance en donnant le profil suivant :

- 0 à 8 m : Remblai lâche et hétérogène.
- A partir de 8 m : Substratum rocheux.

Nota : Aucun essai au laboratoire n'a pu être effectué en raison de la nature du terrain.

10.3 • Fondation de l'Ouvrage :

Etant donné la nature hétérogène et la faible résistance du remblai le mode de fondations superficielles sur semelles filantes ou isolées est à exclure. De plus la conception d'un radier général est elle aussi à déconseiller car si la portance est assurée, la stabilité vis-à-vis du séisme ne l'est pas.

En effet le remblai étant plus ou moins compact les secousses sismiques pourraient provoquer des affaissements.

Nous préconisons dans ce cas d'appliquer des fondations sur pieux forés, bétonnés sur place à l'intérieur d'un fourreau métallique provisoire, relevé progressivement au fur et à mesure du coulage ; ce fonçage devient nécessaire tenant compte des pertes totales d'eau constatées au cours des travaux de reconnaissance.

Les Pieux travailleront en pointe sur la roche, dans laquelle ils s'ancreront de 1,5 ÷ 2,0 m.

Notons que dans le cas d'un pieu chargé en pointe on néglige la portance latérale, étant donné que le substratum rocheux s'oppose aux tassements des couches supérieures, ces dernières n'occasionnent aucun frottement sur la surface de contact du pieu.

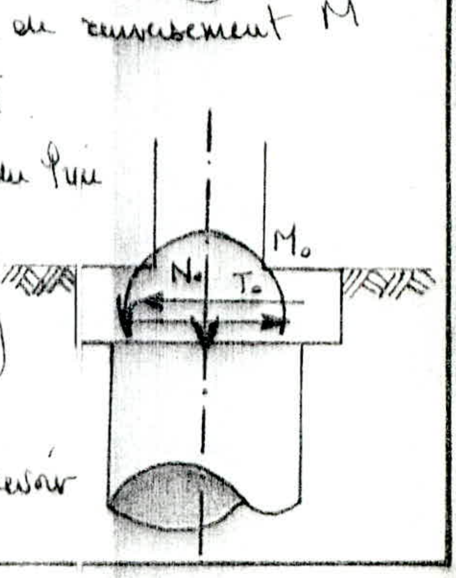
On peut donc calculer la portance du Pieu en tenant compte de la section de la pointe. La force portante a été estimée d'après les essais au pénétromètre à 25 bars, et les pieux travailleront à la résistance du béton (50 kg/cm²).

10.4 • Méthode de calcul des Pieux sous les sollicitations du 2e genre (S/SP2).

Notre construction est sollicitée à sa base par un effort N normal dû au poids, un moment de renversement M et un effort horizontal sismique T

Les éléments de réduction en tête du Pieu seront les suivants : N_0, T_0 et M_0

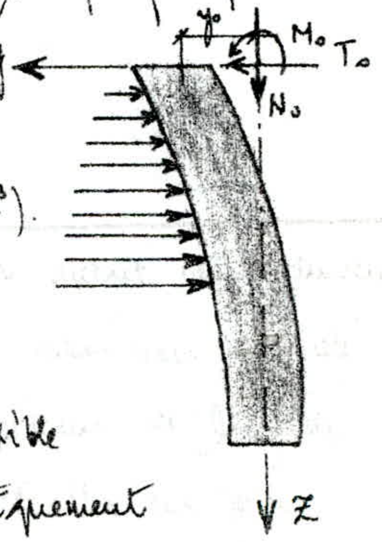
Il est aussi à remarquer (voir figure) que vu les entre-axes des poteaux assez faibles il est impossible de concevoir



les semelles tête de pieux, mais on aurait chevauchement et encombrement des semelles. Aussi avons-nous décidé de lier tous les poteaux par un réseau de longrines et au droit de chaque poteau installer un pieu. En espérant la présence des noeuds qui rigidifieraient notre infrastructure.

Par suite de cela le pieu sera calculé comme étant une poutre reposant sur appuis élastiques.

Sous les efforts N_o, T_o et M_o le pieu résiste en fléchissant c'est à dire en se déplaçant en tête, ce qui provoque une réaction latérale du sol q proportionnelle au déplacement, soit : $q = -Cy$ (1)



C : coefficient de réaction du sol (kg/cm^3).

q : pression latérale du sol (kg/cm^2).

y : déplacement correspondant en cm.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^e ordre :

$$EI \frac{d^4y}{dz^4} + Cby = 0 \quad (2)$$

b : diamètre du pieu

I : Inertie de la section

E : module d'élasticité du matériau.

La résolution de cette équation met en évidence un coefficient constant appelé longueur de transfert $l_0 = + \sqrt{\frac{4EI}{C.b}}$ (3)

pratiquement on constate que la partie du pieu située à la profondeur $Z > 3 l_0$ n'est quasiment pas sollicitée à la flexion due à l'effort horizontal en tête et au moment de flexion, le déplacement étant à peu près nul.

Trois cas peuvent se présenter selon la longueur L du pieu.

- si $\frac{l_0}{2} < L < 3 l_0$ le comportement du pieu est complexe car celui-ci est à la fois élastique et de longueur finie.
- $L < \frac{l_0}{2}$: le pieu a un comportement rigide, les calculs relèvent directement des équations de la statique.
- $L > 3 l_0$: ce qui est le cas fréquent, le pieu peut être considéré infiniment long et élastique.

La solution générale de l'équation (2) s'écrit :

$$y(z) = e^{z/l_0} \cdot \left(a_1 \cos \frac{z}{l_0} + a_2 \sin \frac{z}{l_0}\right) + e^{-z/l_0} \left(a_3 \cos \frac{z}{l_0} + a_4 \sin \frac{z}{l_0}\right) \quad (4)$$

où a_1, a_2, a_3 et a_4 sont des constantes dépendantes des conditions aux limites.

Le moment à la cote Z est calculé en faisant la superposition du moment dû à l'effort horizontal T_0

soit $M_1(z) = T_0 \, l_0 \, e^{-z/l_0} \sin \frac{z}{l_0}$ (5)

et le moment dû à M_0 :

$$M_2(z) = M_0 \cdot e^{-z/l_0} \left(\sin \frac{z}{l_0} + \cos \frac{z}{l_0}\right) \quad (6)$$

Ainsi le moment fléchissant est donné par la relation,

$$M(z) = T_0 . l_0 . e^{-z/l_0} \sin \frac{z}{l_0} + M_0 e^{-z/l_0}\left(\sin\frac{z}{l_0} + \cos\frac{z}{l_0}\right) \qquad (7)$$

Et l'effort tranchant.

$$T(z) = \frac{dM(z)}{dz} \qquad \text{soit} \qquad T(z) = T_0 e^{-z/l_0}\left(\cos\frac{z}{l_0} - \sin\frac{z}{l_0}\right) - \frac{2M_0}{l_0} e^{-z/l_0} \sin\frac{z}{l_0}$$

et l'effort normal:

$$N(z) = N_0 + \frac{\pi D^2}{4}\gamma z \quad (9) \quad , \quad \frac{\pi D^2}{4}\gamma . z \ : \text{poids du pieu.}$$

Le moment maximum se situant à la cote z d'effort tranchant nul.

$$\text{soit} \quad T(z) = 0 \;\rightarrow\; \cos\frac{z}{l_0} = \left(1 + \frac{2M_0}{T_0 . l_0}\right) . \sin\frac{z}{l_0}$$

$$\text{ou encore} \quad tg\,\frac{z}{l_0} = \frac{1}{1 + \frac{2M_0}{T_0 . l_0}}$$

d'où la cote z recherchée est:

$$z = l_0 \,\mathrm{arctg}\, \frac{1}{1 + \frac{2M_0}{T_0 . l_0}} \qquad (10).$$

Calcul des déplacements:

$$- \quad y(z)_{T_0} = \frac{2T_0}{C . l_0 . b} e^{-z/l_0} \cos\frac{z}{l_0} \qquad (11)$$

ceci sous l'effet de l'effort horizontal T_0.

- déplacement dû au moment M_0:

$$y(z)_{M_0} = \frac{2M_0}{l_0^2 . b . C} e^{-z/l_0}\left(\cos\frac{z}{l_0} - \sin\frac{z}{l_0}\right) \qquad (12).$$

sous l'action combinée de T_0 et M_0 le déplacement résultant en tête du pieu pour $z = 0$ est: $y_0(T_0, M_0) = \frac{2}{l_0 . C . b}\left(T_0 + \frac{M_0}{l_0}\right)$ (13)

10.5. Exemple de calcul :

– Calcul du diamètre du pieu :

La charge verticale maximale est $N = 170\,t$ et la résistance à la pointe est de 25 bars, la section du pieu s'obtient de telle manière à vérifier l'équation : $R \geqslant \frac{N}{Ap}$ pour que la section du pieu puisse supporter la charge N sous l'effet de pointe.

soit $$A_p \geqslant \frac{N}{R} = \frac{170 \cdot 10^3}{25} = 6800\ cm^2.$$

$$B \geqslant \sqrt{\frac{4A_p}{\pi}} = 93\ cm.$$

on optera pour 2 types de pieu :

$\begin{cases} \text{Pieu intérieur} : & B = 100\ cm \\ \text{Pieu de rive} : & B = 80\ cm. \end{cases}$

Nota : Le calcul du pieu se fera sous SP_2 car sous la sollicitation SP_1 les pieux n'ont pas besoin d'armatures.

10.5.1 – Calcul du Pieu sous SP_2 : sens transversal.

les efforts sollicitant le pieu sont : $\begin{cases} N_0 = 105{,}08\,t, \ M_0 = 77{,}38\,tm \\ T_0 = 26{,}87\,t \end{cases}$

caractéristique du pieu :

$$I = \frac{\pi b^4}{64} = \frac{\pi \cdot 1{,}00^4}{64} = 0{,}049\ m^4.$$

longueur de transfert :

$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C \cdot b}}$, où C (coeff. de réaction du sol) est donné dans les tableaux, en fct de la nature du sol.

Pour notre cas: $C = 3\,kg/cm^3$.

b': largeur apparente du pieu, pour une section circulaire:

$b' = 1{,}5\,b$

et enfin $E = 381{,}48 \cdot 10^3\,kg/cm^2$,

soit $\quad l_0 = \sqrt{\dfrac{4 \times 381{,}47 \times 10^3 \times 4{,}8 \cdot 10^6}{3 \times 150}} = 2{,}72\ m.$

On remarque que la longueur du pieu $L = 10\,m > 3 \times 2{,}72 = 8{,}16\,m$ donc le pieu sera considéré comme infiniment rigide et élastique, et l'hypothèse de fonctionnement du pieu comme une poutre sur appui élastique est vérifiée.

- Calcul des efforts maximums dans le pieu.

Le moment max est donné par

$$z = 2{,}72\ \mathrm{Arctg}\ \frac{1}{1 + 2\,\dfrac{77{,}38}{2{,}72 \times 26{,}87}} = 0{,}843\ m$$

et le moment max: $\quad M_{max} = T_0 \cdot l_0 \cdot C_1$

avec $\quad C_1 = e^{-z/l_0}\left(\sin\frac{z}{l_0} + \frac{M_0}{T_0\,l_0}\left(\sin\frac{z}{l_0} + \cos\frac{z}{l_0}\right)\right)$

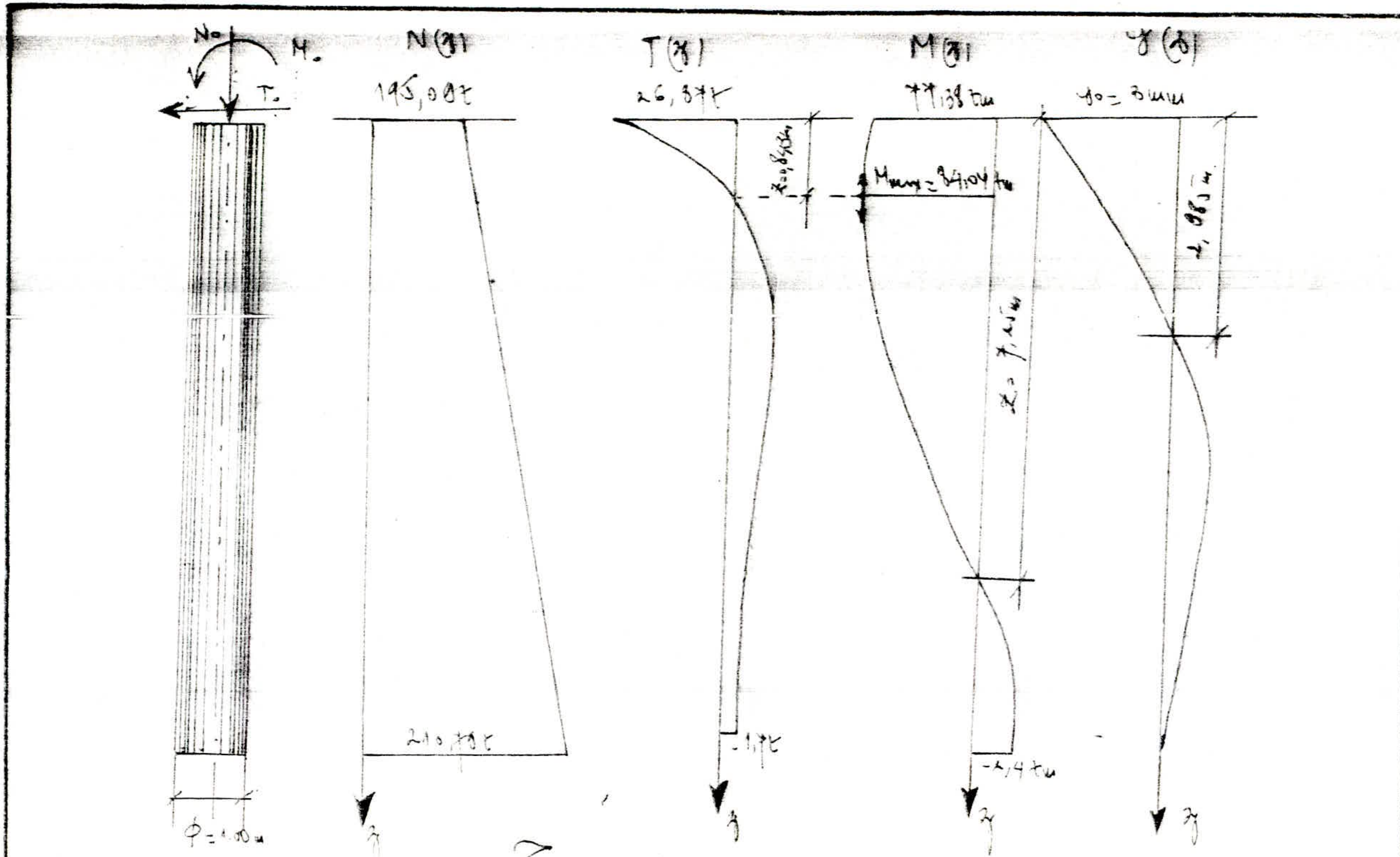
le coefficient est donné par les abaques en fonction de $\beta = \dfrac{M_0}{T_0\,l_0}$

pour $\quad \beta = \dfrac{77{,}38}{26{,}87 \times 2{,}72} = 1{,}05 \Rightarrow C_1 = 1{,}15$

soit $\quad M_{max} = 26{,}87 \times 2{,}72 \times 1{,}15 = 84{,}04\ Tm.$

et le déplacement en tête est égal à:

$$y = \frac{2}{2{,}72 \times 3 \times 150}\left(26870 + \frac{77{,}38 \cdot 10^5}{272}\right) = 3\,mm.$$



Tracé des diagrammes

Remarque :

On remarque que la partie supérieure du pieu est partiellement comprimée : $e_1 = \frac{D}{8} = 0,125 < \frac{M}{N} = 0,427$ par contre la partie inférieure est entièrement comprimée et, de ce fait on calculera les armatures des pieux à partir des efforts de la section partiellement comprimée et on vérifiera les sections entièrement comprimées.

Ainsi le pieu se calculé à la flexion composée sous

$$M_{max} = 84,04 \text{ tm} \quad \text{et} \quad N^{cor} = 196,74 t.$$

- Calcul des contraintes Admissibles :

La contrainte du pieu à la compression est donnée par le rapport du sol : $\overline{\sigma}'_{b_0} = 50 \text{ kg/cm}^2$ dans SP_2 : $\overline{\sigma}'_{b_0} = 75 \text{ kg/cm}^2$.

En flexion composée pour une section circulaire on a :

$$\begin{cases} 0 \leq e_0 \leq 0,375 D \Rightarrow & \delta = 0,5\left(1 + \frac{2,667 \cdot e_0}{D}\right) \\ e_0 \geq 0,375 D \Rightarrow & \delta = 0,6 \end{cases}$$

Dans notre cas $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{84,04}{196,74} = 0,427 > 0,375 \times 1$ soit $\delta = 0,6$

ainsi la contrainte admissible du béton dans SP_2 : $\overline{\sigma}'_b = 150 \text{ kg/cm}^2$

- Ferraillage du Pieu.

Le moment résistant du béton d'une section circulaire s'écrit : $M_{AB} = \overline{\sigma}'_b \cdot \frac{I}{V} = 150 \cdot \pi \cdot \frac{100^3}{32} = 147,26 \text{ tm}.$

$M_{AB} > M_{ext}$.

10.52 Calcul du pieu sous SP$_1$:

$$Q = 170t + 19,6 = 189,6\ t$$

$$w_l = \frac{A'}{B} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma_{in}'}{\sigma_{b0}'} =$$

$\theta_1 = 1$, pieu intermédiaire

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{0,9 \times 1000}{4 \times 100 - 2 \times 5} = 3,30$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$$

$$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \times 1 \times 3,30 \times 1,51 \times \frac{189.600}{50} = 23,62\ cm^2.$$

$$A' = \frac{1}{15}\left[\frac{189\,600}{50} - \frac{3,14 \cdot 90^4}{4}\right] = -2.10,79 < 0$$

dans SP$_1$ le pieu n'a pas besoin d'être ferraillé, la section du béton résiste toute seule, mais le règlement exige quand même de prendre $A_{min} = 23,62\ cm^2$.

Donc les pieux intermédiaires seront ferraillés dans SP$_2$.

- Pieu de rive ϕ 80 cm.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0,02\ m^4$$

longueur élastique : $l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \times 381,48 \cdot 10^3 \times 2 \cdot 10^6}{3 \times 120}} = 2,3\ m$

$e_1 = 0,1\ m$, $\frac{d}{2r} = 0,10$

Pour le calcul du ferraillage d'une section circulaire partiellement comprimée on utilise les tableaux donnés par l'aide mémoire (DUNOD) dont les données sont : N, M, r, $\bar{\sigma}_a$

on calcul les constantes

$$K_e = \frac{N.r}{M} \quad , \quad K_a = \frac{M}{r^3 \cdot \bar{\sigma}_a}$$

soit $K_e = \frac{196,74 \times 0,5}{84,04} = 1,17$, $K_a = \frac{84,04 \cdot 10^5}{10^6 (0,5)^3 \cdot 4200} = 0,016$

à partir du tableau on déduit les valeurs : ω_0, K_0

soit : $\omega_0 = 0,19$ et $K_0 = 23$.

et la section d'armature est donnée par :

$$A = \frac{\omega_0 \cdot \pi r^2}{100} = \frac{0,19 \cdot \pi \cdot 50^2}{100} = 14,92 \text{ cm}^2.$$

Pour la partie inférieure du pieu où la section du pieu est entièrement comprimée on effectuera une vérification de contrainte.

$$\sigma_b' = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} v$$

Cette partie commencera à partir de $z = 1,67$ m, où avec

$M = 25,6$ t.m et $N = 204,14$ t

ainsi $\frac{M}{N} = 0,125 = e_1 = \frac{D}{8}$.

soit $\sigma_b' = \frac{204,14 \cdot 10^3}{3,14 \cdot 50^2} + \frac{25,6 \cdot 10^5 \cdot 64 \cdot 50}{3,14 \cdot 10^8} = 52,067$ kg/cm^2 $< \bar{\sigma}_b'$.

On remarque bien que la contrainte du béton dans les section entièrement comprimée est très faible et le béton résiste seul, mais pour des raisons de sécurité, on garde le ferraillage donné par la section partiellement comprimée

10.6. Ferraillage des Pieux :

10.6.1 _ Pieux Intermédiaires . Tableau de ferraillage

$e_1 = 0,125$ m

	Effort à la base du poteau	Efforts max dans le pieu	e_0	$K_c = \frac{Nr}{M}$	$K = \frac{M}{4 r^3 \sigma_a}$	$\bar{\omega}$ %	$A = \frac{\omega \pi r^2}{100}$
Sens transversal	$N_y^{max} = 195,09$ $M_y^{cor} = 77,38$ t.m $T_y = 26,87$	$N_y = 196,74$ $M_y = 84,04$ $T_y = 26,87$	0,427	1,17	0,0168	0,19	14,922
	$N_y^{min} = -5,01$ $M_y^{cor} = 64,48$ $T_y = 26,87$	$N_y = -3,156$ $M_y = 76,74$ $T_y = 26,87$	24,31	0,041	0,0153	0,9	70,68
Sens Longitudinal	$N_x^{max} = 78,164$ $M_x^{cor} = 53,018$ $T_x = 19,7$	$N_x = 79,83$ $M_x = 61,08$ $T_x = 19,7$	0,765	0,653	0,0116	0,32	25,132
	$N_x^{min} = 5,55$ $M_x^{cor} = 53,018$ $T_x = 19,7$	$N_x = 7,2$ $M_x = 61,08$ $T_x = 19,7$	8,48	0,0589	0,011	0,56	43,98

Remarque : On désigne par M_x, N_x, T_x les Efforts dans le sens longitudinal et par M_y, N_y, T_y les Efforts dans le sens transversal. Les Pieux seront ferraillés par le ferraillage maximum donné par $8P_2$ $A = 70,67\ cm^2$ soit 9T32 ($A = 72,38\ cm^2$).

10.6.2 Tableau de ferraillage : Pieu de rive

$e_1 = 0,1m$

	Effort a la base du poteau	Effort max dans le pieu	e_0	$K_0 = \frac{Nr}{M}$	$K = \frac{M}{a\, r^3\, \sigma_a}$	$\omega\%$	$A = \frac{\omega \pi r^2}{100}$
Sens transversal	$N_y^{max} = 158,04$ $M_y^{cor} = 23,78$ $T_y = 9,41$	$N_y = 158,915$ $M_y = 26,83$ $T_y = 9,41$	0,168	2,369	0,0104	–	–
	$N_y^{min} = 1,01$ $M_y^{cor} = 17,024$ $T_y = 7,6$	$N_y = 1,246$ $M_y = 19,228$ $T_y = 7,6$	15,43	0,0259	0,007	0,4	20,106
Sens Longitudinal	$N_x^{max} = 102,67$ $M_x^{cor} = 19,9$ $T_x = 8,137$	$N_x = 102,89$ $M_x = 22,45$ $T_x = 8,137$	0,218	1,833	0,008	–	–
	$N_x^{min} = -27,558$ $M_x^{cor} = 15,8$ $T_x = 7,64$	$N_x = -27,31$ $M_x = 18,45$ $T_x = 7,64$	0,67	0,592	0,0072	0,28	11,56

Donc on prend pour les pieux de rive le ferraillage minimum donné par le D.T.U soit $A = \frac{0,5 \times \pi . 40^2}{100} = 25,139$

soit $6T25 = 29,45\ cm^2$.

10.63 - Effet de groupe :

Les pieux seront placés à une distance entre axe de 3,60 m

$d' = 3,60 > \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} \cdot 10 = 1 m$

Il n'y aura donc pas d'effet de groupe à considérer du fait que nos pieux sont suffisamment éloignés l'un de l'autre.

10.64 - Vérification de la pression en tête du pieu :

La charge de fluage du pieu est la pression, au delà de laquelle de grands déplacements sont à craindre, elle est définie par :

$q_c = \frac{q_p}{2}$, où q_p est la pression limite, donnée par l'essai pressiométrique dans notre cas : $10 \leq q_p \leq 20$ bars.

soit la charge de fluage : $5 \leq q_c \leq 10$ bars.

Par définition du sol élastique pour un déplacement y du pieu vers le sol, le sol fournit en réaction la pression horizontale suivante : $P_H = C \cdot y$, le déplacement a été calculé, il vaut $y_{max} = 3$ mm, d'où : $P_H = 9 \times 0,3 = 2,7$ kg/cm².

Pour que le sol fournisse ces réactions latérales en tête du pieu, il faut vérifier que : $P_H \leq P_{fluage}$

or : $5 \text{ kg/cm}^2 \leq P_{fluage} \leq 10 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

En conclusion nous pouvons dire que la nature du sol en tête des pieux permet de mobiliser les réactions latérales prise en compte dans l'hypothèse de fonctionnement du pieu comme une poutre sur appuis continus élastique.

10.65 - Résistance au cisaillement :

L'effort tranchant maximum a lieu en tête du pieu et vaut $T_{max} = 26,87\ t$

En assimilant le pieu à une section homogène c.a.d sans traction dans une partie du béton, la contrainte de cisaillement maximale vaudra :

$$\tau_b = \frac{4}{3} \cdot \frac{T}{S} = \frac{4}{3} \cdot \frac{26,87 \cdot 10^3}{7853,98} = 4,5\ kg/cm^2.$$

d'après l'Article 25.12 du CCBA 68 et 9^2 $\sigma_b' < \bar{\sigma}_{b0}$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5\ \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65\ kg/cm^2.$$

Le cisaillement est donc vérifié.

En conclusion les efforts tranchants horizontaux peuvent passer de la semelle au pieu, et du pieu au sol car la section du pieu est suffisante

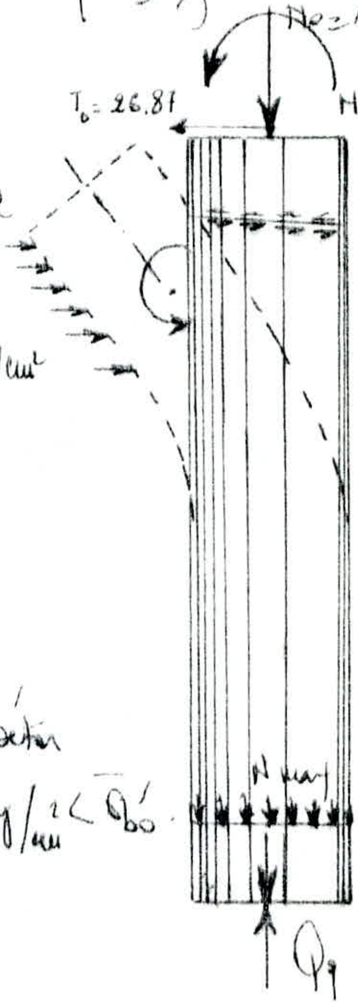
- Compression maximale simple en pied du pieu :

$$N = 209,318\ t\ ,\ M = 0$$

et la contrainte du béton dans le pieu vaut :

$$\sigma_{b0}' = \frac{N}{S} = \frac{209,318\ 10^3}{\pi \times 50^2} = 26,65 < \bar{\sigma}_{b0}'$$
kg/cm^2

10.7 – Conclusion Générales pour la fondation :



– Pression latérale du sol

$\begin{cases} P_{Hmax} = 2,7 \text{ kg/cm}^2 \\ 5 \text{ kg/cm}^2 \leq P_f \leq 10 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

→ $P_{max} < P_f$

– Cisaillement du béton

$\begin{cases} \tau_{bmax} = 4,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 > 4,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

– Flexion béton :

$\begin{cases} M_{max} = 84,04 \text{ tm} \\ M_{Rb} = 147,26 \text{ tm} \end{cases}$

– Compression du béton

$\sigma'_{bmax} = 26,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

– Force portante du sol :

$\begin{cases} N_{max} = 210,79 \text{ t} \\ Q_p = 294,52 \text{ t} \end{cases}$

– Conclusion.

La stabilité et la résistance de la fondation sont donc largement assurées.

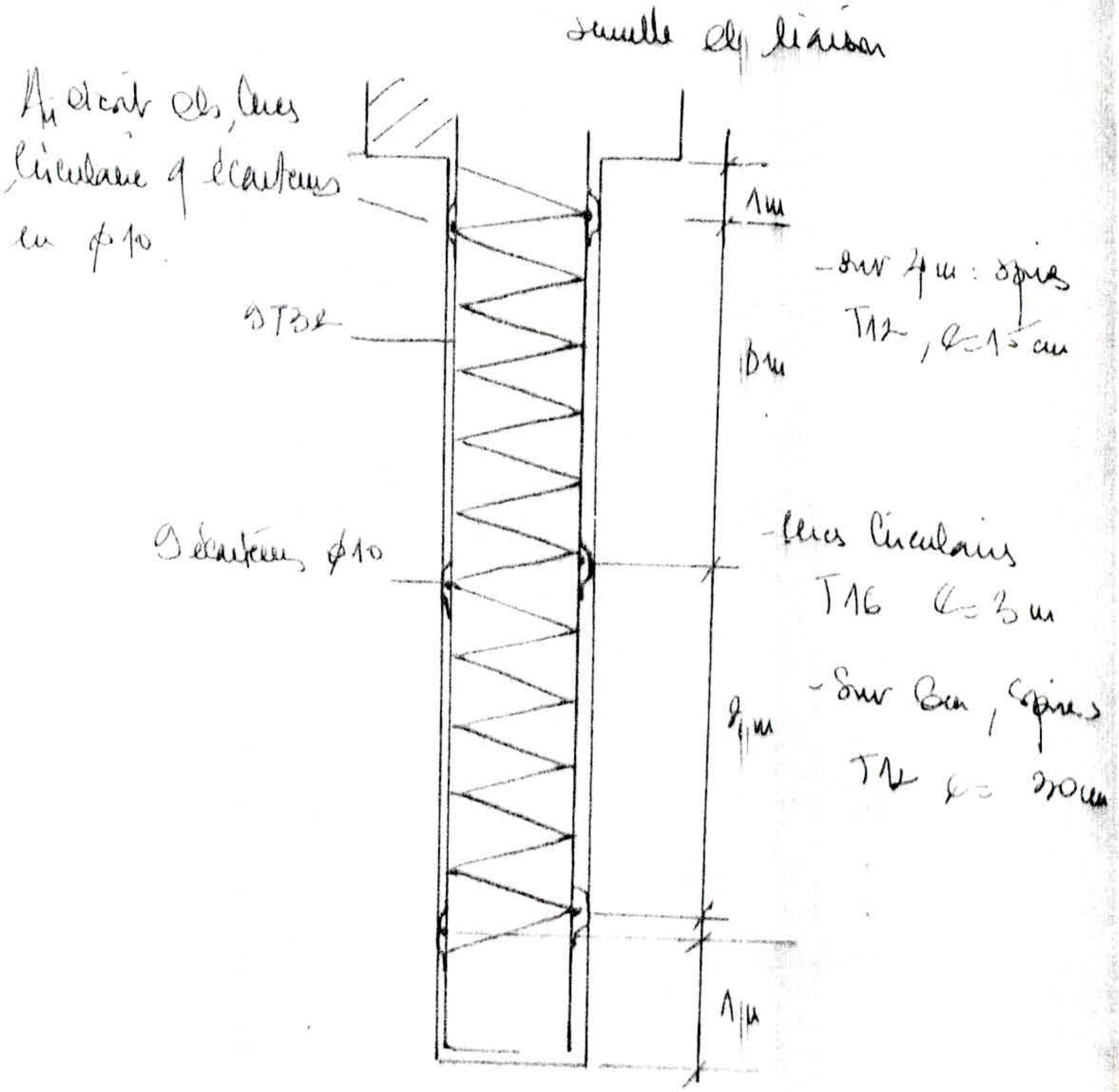
10.8 – Aciers transversaux.

Spire hélicoïdale en T12, $\phi_{extér} = 130$ cm

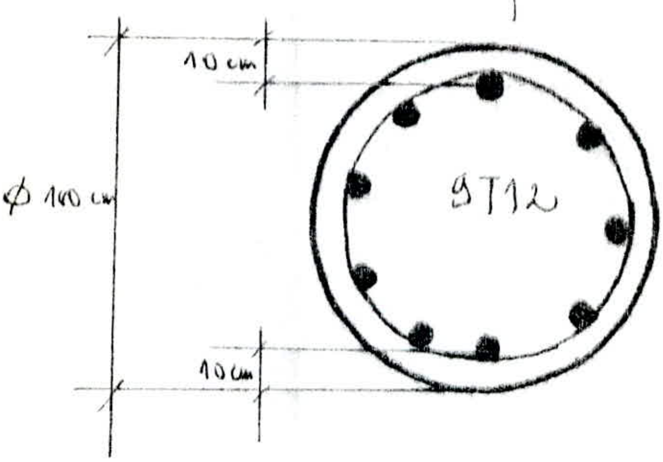
e = 15 cm sur les premiers mètres et e = 20 cm en dessous.

→ 1 cerce circulaire de montage et de manutention en T16 tous les 3 mètres ; et liée au droit de ceux des écarteurs afin de respecter l'enrobage des aciers dans le pieu.

Aciers transversaux



- Vue en plan du Pieu



10.9 – Flambement des Pieux :

On ne tient pas compte du flambement pour le calcul des pieux, la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer et maintenir latéralement les pieux ce qui évite leur flambement.

10.10 – Ferraillage de la semelle de liaison :

La hauteur minimum de la semelle est égale au diamètre du pieu soit h = 100 cm, ceci pour permettre un raccordement correct des aciers du pieu et du massif au poteau.
Aussi la section horizontale de la semelle devant être au moins égale à la section du poteau chargeant le pieu d'autre part, la semelle doit envelopper suffisamment le pieu on doit avoir $l \geqslant d + 2 \times 0{,}15$

soit : $l = d + 2 \times 0{,}15 = 1{,}30$ m

Théoriquement aucun acier n'est nécessaire dans la semelle, l'écoulement des forces se faisant directement et sans contrainte appréciable du poteau au pieu ; comme la section de la semelle est de 130 x 130 cm le béton peut résister à la flexion sans armatures.
On prévoit quand même un quadrillage en face inférieure de 5 Ø 8 p.m pour des raisons de sécurité.

10.11 – Calcul des Longrines : Art. 42.3.3

Les longrines sont placées au niveau des semelles qu'elles relient entre elles.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une force égale à 10% de l'effort normal.

On choisit les longrines en 30 x 45 cm soumises à $N = 17^t$

En compression :

$$A_L \geq \frac{1}{n}\left(\frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B\right) = \frac{1}{15}\left(\frac{17.10^3}{68,5} - 30 \times 45\right) < 0$$

En traction :

$$A_L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{17.10^3}{2800} = 6,07 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq 0,69\, b.h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 30 \times 40 \times \frac{5,9}{4200} = 1,16 \text{ cm}^2$$

On prendra 4 T 16 ($A = 8,04$ cm²)

Pour les armatures transversales dans les longrines, on prendra des cadres ϕ 8 espacés tous les 20 cm.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles Techniques CCBA 68.
- Règles Parasismiques R.P.A 81.
- Règles Neige et Vents : N.V 65.
- Bulletin du C.T.C N° 5.
- Calcul et Vérification des Ouvrages en B.A (P. CHARON).
- Cours de Béton III (M. MÉLAZOUPHI)
- Calcul Pratique des Ossatures de Bâtiments en B.A. (A. FUENTES).
- Traité de Béton Armé Tome 3 et 4 (A. GUERRIN)
- Calcul dynamique des Structures en zone sismique. (A. CAPRA).
- Fondations Spéciales (Marcel FOURNI)
- Aide-mémoire de Béton Armé (Y. DAVIDOVICI).