

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

40/84

2 et

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UNE TOUR R+9

EN VOILES

Proposé par :
SONATIBA

Etudié par :
MEKHALDI . A
BENALI . A.M

Dirigé par :
M^E MOSTEEFI



PROMOTION : JUIN 84

DEDICACES

Je dedis ce modeste travail à mes très chers parents qui n'ont cessé de m'encourager durant toute ma formation

- en plus de mes parents, je dedis ce projet de fin d'études à tous mes frères et sœurs et sans oublier Farida et Zoubida et surtout Zoubir
- à tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à ma formation (Enseignant ou étudiants)
- à tous mes amis et Cousins.
- À Monsieur le président du jury.
- À Tous les membres du jury (de la part de HAKIM)

Je dedis mon travail

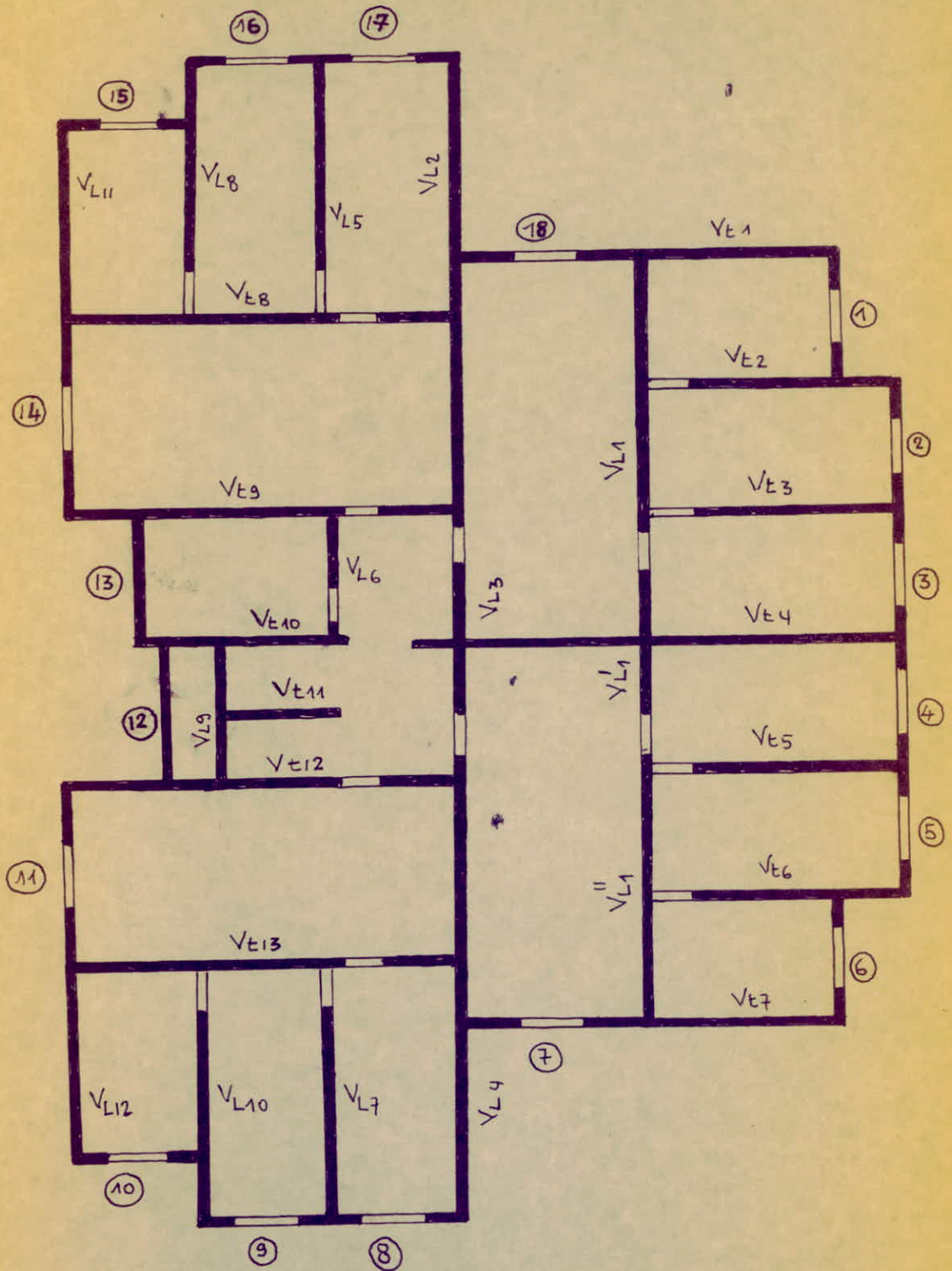
- à mes très chers parents qui n'ont cessé de m'encourager durant mes études
- à mon grand père à qui je souhaite un prompt rétablissement
- à mes frères et sœurs, Azzedine, Djamel et Hyes et les autres ainsi qu'à toute ma famille.
- à tous ceux qui ont collaboré à ma formation
- à tous mes amis
- à tous les membres du jury

Mohamed

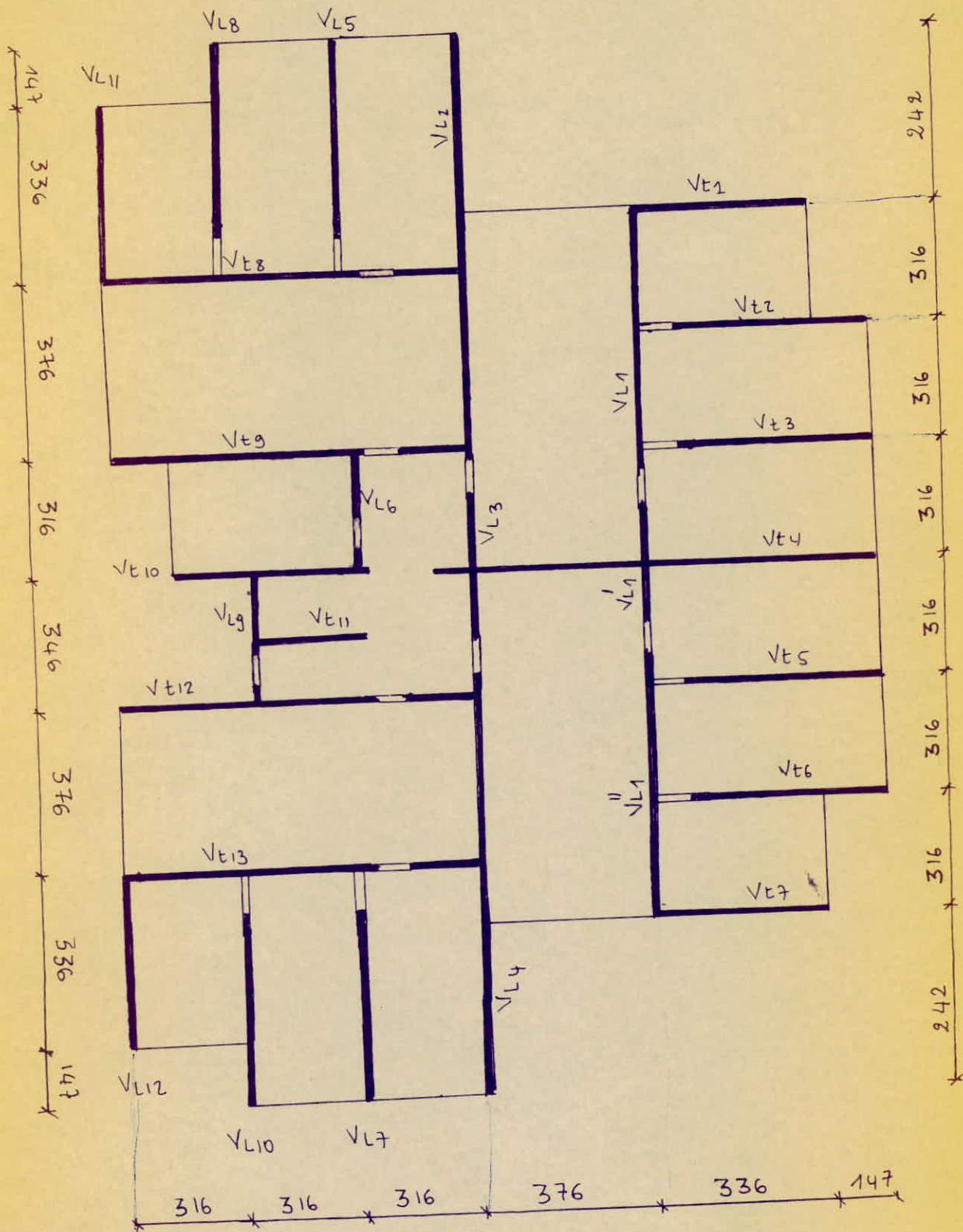
SOMMAIRE

| | Page :- |
|--|-----------|
| - Presentation de l'ouvrage et descente de charges | 1 - 18 |
| - Calcul des Elements : (*) Acrotère | 19 - 21 |
| - Escaliers | 22 - 33 |
| - dalles et Predalles | 34 - 47 |
| - Etude au Vent | 48 - 55 |
| - Etude dynamique | 56 - 64 |
| - Calcul des inerties - Centre de torsion Centre de gravité Excentricité | 65 - 76 |
| - Etude au Seisme * Contreventement * Efforts dans les voiles | 77 - 87 |
| - Etude et Calcul des Sollicitations dans les refends | 88 - 95 |
| - Combinaisons des Efforts | 96 - 105 |
| - Ferrailage des voiles | 106 - 133 |
| - " " Linteaux | 134 - 138 |
| - FONDATIONS | 139 - 152 |

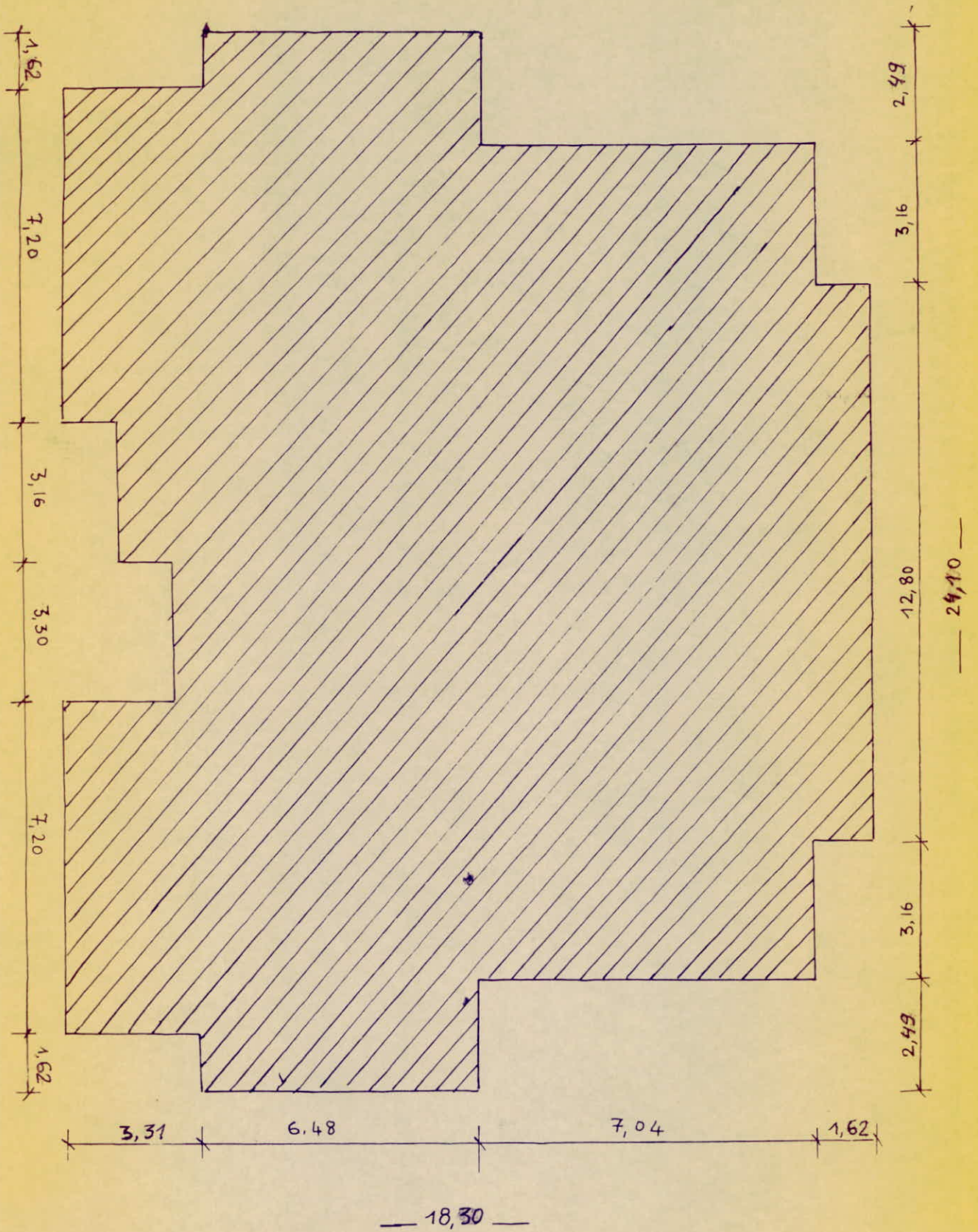
Representation des voiles du vide sanitaire



Représentation des voiles de l'étage courant et du R.D.C



Vue en plan du batiment



PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Introduction :-

Le projet dont suit l'étude, consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation, qui sera implanté dans la région de BAB-EZZOUAR, zone de moyenne sismicité (zone II)

Notre structure se compose de neuf planchers courants, d'un plancher terrassé et d'un plancher Rez de chaussée. Les planchers d'étage courant sont constitués de dalles de 16 cm d'épaisseur. Le plancher R.D.C se compose d'un système de predalle en préfabriqués solidaire de la structure et reposant sur un vide sanitaire de hauteur 2,82 m ; ce dernier est composé de plusieurs voiles d'épaisseur égale à 30 cm, et en plus un voile périphérique qui ceinture le bâtiment de même épaisseur ; pour cela on a considéré que le vide sanitaire forme une boîte rigide.

La hauteur de plancher en plancher est de 2,82 m ; la hauteur totale au dessus du sol est de 29,65 m ; les dimensions en plan sont 24,10 m x 18,30 m ; le contre-ventement transversal est assuré par 13 voiles et le contre-ventement longitudinal par 14 voiles en Béton armé de 16 cm d'épaisseur.

Dans l'étude de notre projet on a fait une nouvelle disposition de voiles par rapport à celle donnée dans les plans d'Architecture, en considérant que les voiles (V_{L_I} et $V_{L_{II}}$: anciennes notations) deviennent respectivement V_{L_I} ; $V_{L_{I'}}$; $V_{L_{I''}}$ - et V_{L_2} ; V_{L_3} ; V_{L_4} : nouvelles notations.

cela est dû à la grande part de l'effort tranchant total que reprend à eux seul les 2 voiles précédents (V_{L_I} ; $V_{L_{II}}$) et ceci a conduit à ce que la contrainte admissible de l'effort tranchant dans les linteaux est dépassée. on a trouvé une solution où l'on ne compte plus sur les linteaux et l'on suppose que ces derniers sont articulés au lieu d'être encastres, donc les trumeaux des voiles V_{L_I} (V_{L_I} ; $V_{L_{I'}}$; $V_{L_{I''}}$) - et $V_{L_{II}}$ (V_{L_2} ; V_{L_3} ; V_{L_4}) sont supposés des voiles pleins indépendants.

MATERIAUX UTILISES ET CONTRAINTES ADMISSIBLES

1) Beton

Le béton est dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325 à Contrôle atténué. La résistance nominale de Compression à 28 jours est $\sigma'_n = 275 \text{ kg/cm}^2$ et de 23,7 kg/cm² dans le cas de la traction. Au point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la Compression à 28 jours d'âge.

a) Contrainte admissible de Compression

elle est prise égale à une fraction de la résistance à 28 jours.

$$\bar{\sigma}'_b = p'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } p'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon$$

- α dépend de la classe du ciment utilisé.
 $\alpha = 1$ (CPA 325)
- β dépend de l'efficacité du contrôle
 $\beta = 5/6$ (contrôle atténué)
- δ dépend du rapport entre l'épaisseur minimale de l'élément étudié et la grosseur du granulat utilisé
 $\delta = 1$ ($h_m > 4C_g$) $C_g =$ au max. 25 mm.
- ϵ dépend de la nature de la sollicitation
 - Compression simple $\epsilon = 0,30$
 - Flexion simple $\epsilon = 0,60$
 - Flexion composée $\epsilon = 0,60$ (si N est une fraction)

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases} \quad (\text{si N Compression})$$

e_0 : excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section totale du béton seul.

e_1 : rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau central de la section du béton seul situé dans le plan radial passant par le centre de pression.

- ϵ dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section
 - $\epsilon = 1$ dans le cas de la Compression simple, quelque soit la forme de la section et dans le cas de section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction
 - ϵ est déterminée dans les autres cas par la condition

$$\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

3) Contraintes de fissuration du béton (C.C. BA 68 Art. 4.9)

La théorie de fissuration permet le calcul de répartition et d'ouvertures des fissures en flexion et en traction supposées normales à la direction de l'armature.

- fissuration systématique
Lors de la mise en traction, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture

$$\sigma_1 = k \frac{n}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f}$$

\tilde{w}_f (%) : pourcentage de fissuration

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f}$$

A : section d'acier

B_f : section de béton tendue

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ ronds lisses

$\eta = 1,6$ haute adhérence.

ϕ : diamètre nominal en mm de la plus grosse barre tendue

k : coefficient des conséquences de fissuration sur le comportement de l'ouvrage

$$k = 1,5 \cdot 10^6$$

fissuration peu nuisible

$$k = 10^6$$

fissuration préjudiciable

$$k = 0,5 \cdot 10^6$$

fissuration très préjudiciable

- fissuration accidentelle

Elle est due aux effets de retrait et de variations de température

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \sigma_b}{\phi}}$$

σ_b : contrainte de traction de référence du béton en bars

4) coefficient d'équivalence. *

Les règlements C.C. BA 68 fixent pour un béton moyen, le coefficient d'équivalence $n = 15$.

F'_b : résultante des forces de compression

B' : section de béton comprimé.

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible de compression simple

Contrainte admissible en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_1)$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 68,5 = 102,8 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_2)$$

Contrainte admissible en flexion simple ou flexion composée avec traction section rectangulaire.

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_1)$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_2)$$

b) Contrainte de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

$$\text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 0,0258 \cdot 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_1)$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_2)$$

2) Aciers

1) Aciers doux (ronds lisses)

Ils sont de nuance FeE24 dont la limite d'élasticité nominale

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes admissibles sont :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous } SP_1)$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{sous } SP_2)$$

2) Aciers à haute adhérence

Ils sont de nuance FeE40A dont la limite d'élasticité nominale est :

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour } \phi \leq 20$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour } \phi > 20$$

les contraintes admissibles sont :

$$\phi \leq 20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_1) \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_2) \end{array} \right.$$

$$\phi > 20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_1) \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad (SP_2) \end{array} \right.$$

DESCENTE DE CHARGES

Le but de ce chapitre est de calculer les charges verticales qui s'appliquent sur chaque élément porteur (voile) au niveau de chaque étage ainsi que le poids du bâtiment à travers le poids des éléments constitutifs suivants:

plancher terrasse

plancher étage courant

voile

escaliers ; façades ; gardes corps ; gaines (de fumée ; ventilation ; gaz)

1) Charges permanentes :

- plancher terrasse :

gravillons de protection (5 cm)

$$0,05 \times 1,80 = 0,09 \text{ t/m}^2$$

étanchéité multicouche

$$0,02 \text{ t/m}^2$$

papier craft

$$0,09 \text{ t/m}^2$$

liège (4 cm)

$$0,01 \text{ t/m}^2$$

film polyane

$$0,05 \text{ t/m}^2$$

forme de pente (10 cm)

$$2 \times 0,1 = 0,2 \text{ t/m}^2$$

dalle pleine en B.A (16 cm)

$$2,5 \times 0,16 = 0,40 \text{ t/m}^2$$

enduit + plâtre

$$0,18 \text{ t/m}^2$$

$$G = 0,748 \text{ t/m}^2$$

- plancher étage courant :

carrelage

$$0,04 \text{ t/m}^2$$

mortier de pose

$$0,04 \text{ t/m}^2$$

sable (3 cm)

$$1,5 \times 0,03 = 0,045 \text{ t/m}^2$$

isolation phonique

$$0,01 \text{ t/m}^2$$

dalle pleine (16 cm)

$$0,40 \text{ t/m}^2$$

enduit + plâtre

$$0,03 \text{ t/m}^2$$

cloisons

$$0,075 \text{ t/m}^2$$

$$G = 0,64 \text{ t/m}^2$$

- escalier

paillasse (11 cm)

$$\frac{2,5 \times 0,11}{\cos 36,72} = 0,343 \text{ t/m}^2$$

marches

$$\frac{2,2 \times 0,17}{2} = 0,187 \text{ t/m}^2$$

revêtement

$$0,135 \text{ t/m}^2$$

garde corps

$$0,017 \text{ t/m}^2$$

enduit + plâtre

$$0,03 \text{ t/m}^2$$

$$G = 0,712 \text{ t/m}^2$$

Surface de plancher reprise par chaque voile.

| Voiles | V_{L1} | V'_{L1} | V''_{L1} | V_{L2} | V_{L3} | V_{L4} | V_{L5} | V_{L6} | V_{L7} | V_{L8} | V_{L9} | V_{L10} | V_{L11} | V_{L12} |
|----------------------|----------|-----------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Plancher terrasse | 17,67 | 6,14 | 17,67 | 19,24 | 15,17 | 19,51 | 12 | 10,92 | 12 | 9,79 | 1,23 | 9,79 | 3,79 | 3,79 |
| Plancher et. courant | 17,67 | 6,14 | 17,67 | 19,24 | 15,17 | 19,51 | 12 | 10,92 | 12 | 9,79 | 0,59 | 9,79 | 3,79 | 3,79 |

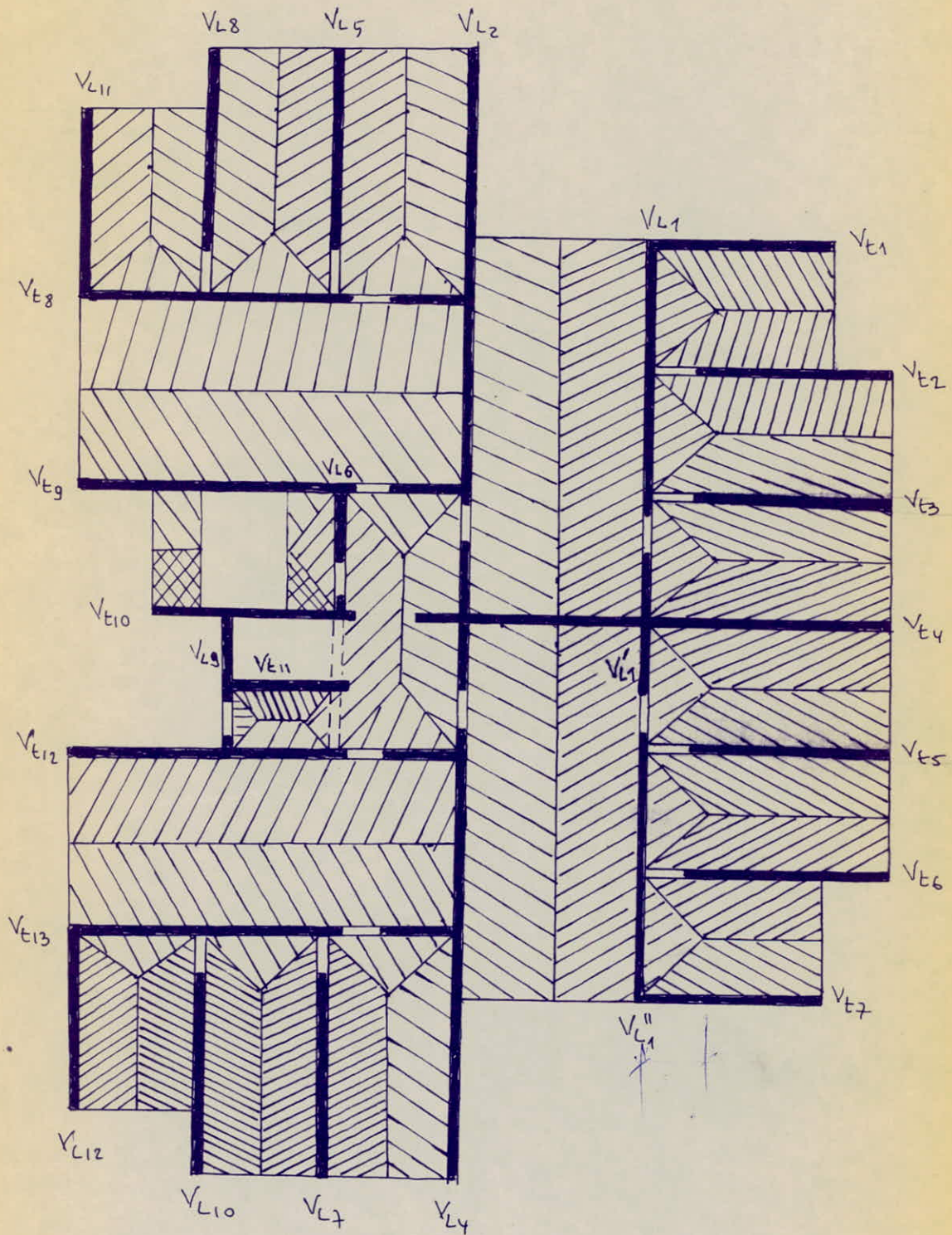
| Voiles | V_{E1} | V_{E2} | V_{E3} | V_{E4} | V_{E5} | V_{E6} | V_{E7} | V_{E8} | V_{E9} | V_{E10} | V_{E11} | V_{E12} | V_{E13} |
|----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Plancher terrasse | 3,79 | 9,79 | 12 | 12 | 12 | 9,79 | 3,79 | 23,81 | 25 | 7,18 | 2,85 | 20,72 | 23,81 |
| Plancher et. courant | 3,79 | 9,79 | 12 | 12 | 12 | 9,79 | 3,79 | 23,81 | 22,69 | 4,81 | 1,41 | 20,72 | 23,81 |

Poids des refends par hauteur d'étage

| voiles | V_{L1} | V'_{L2} | V''_{L1} | V_{L2} | V_{L3} | V_{L4} | V_{L5} | V_{L6} | V_{L7} | V_{L8} | V_{L9} | V_{L10} | V_{L11} | V_{L12} |
|----------|----------|-----------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Surfaces | 19,27 | 10,29 | 19,27 | 25,24 | 10,71 | 26,08 | 11,48 | 6,54 | 11,48 | 11,48 | 7,8 | 11,48 | 9,25 | 9,25 |
| Poids | 7,71 | 4,11 | 7,71 | 10,10 | 4,28 | 10,43 | 4,59 | 2,61 | 4,59 | 4,59 | 3,12 | 4,59 | 3,70 | 3,70 |

| Voiles | V_{E1} | V_{E2} | V_{E3} | V_{E4} | V_{E5} | V_{E6} | V_{E7} | V_{E8} | V_{E9} | V_{E10} | V_{E11} | V_{E12} | V_{E13} |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| surfaces | 9,25 | 11,48 | 11,48 | 27,55 | 11,48 | 11,48 | 9,25 | 24,82 | 24,82 | 14,66 | 7,75 | 24,82 | 24,82 |
| poids | 3,70 | 4,59 | 4,59 | 11,02 | 4,59 | 4,59 | 3,70 | 9,93 | 9,93 | 5,86 | 3,10 | 9,93 | 9,93 |

Surface de plancher revenant à chaque voile



2) Surcharges d'exploitation

terrasse inaccessible
 plancher courant
 escalier, paliers
 loggia

0,1 t/m²
 0,175 t/m²
 0,4 t/m²
 0,3 t/m²

• Poids des façades :

- $f_1 = f_6 = f_{10} = f_{15} = 3,189 \text{ t}$

- $f_2 = f_5 = f_9 = f_{16} = 3,930 \text{ t}$

$\frac{1}{2} f_{13} =$

• Poids des gardes corps :

- garde corps loggia : 2,51 t

- garde corps sechoir : 2,53 t

• gaines :

^{total}
 poids des gaines : 169,55 t

Surcharges d'exploitation revenant à chaque voile (en t)

| | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC | Σ |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| V _{L1} | 1,76 | 3,09 | 2,78 | 2,47 | 2,16 | 1,85 | 1,54 | 1,54 | 1,54 | 1,54 | 1,54 | 21,81 |
| V _{L1'} | 0,61 | 1,07 | 0,96 | 0,85 | 0,75 | 0,64 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 0,53 | 7,53 |
| V _{L1''} | 1,76 | 3,09 | 2,78 | 2,47 | 2,16 | 1,85 | 1,54 | 1,54 | 1,54 | 1,54 | 1,54 | 21,81 |
| V _{L2} | 1,95 | 3,91 | 3,52 | 3,13 | 2,74 | 2,35 | 1,96 | 1,96 | 1,96 | 1,96 | 1,96 | 27,4 |
| V _{L3} | 1,36 | 2,38 | 2,14 | 1,9 | 1,66 | 1,43 | 1,19 | 1,19 | 1,19 | 1,19 | 1,19 | 16,82 |
| V _{L4} | 1,97 | 3,45 | 3,11 | 2,76 | 2,42 | 2,07 | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 24,43 |
| V _{L5} | 1,20 | 2,30 | 2,07 | 1,84 | 1,61 | 1,38 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 16,15 |
| V _{L6} | 1,09 | 2,30 | 2,07 | 1,84 | 1,61 | 1,38 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 16,04 |
| V _{L7} | 1,20 | 2,30 | 2,07 | 1,84 | 1,61 | 1,38 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 16,15 |
| V _{L8} | 0,98 | 1,71 | 1,54 | 1,37 | 1,20 | 1,02 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 12,07 |
| V _{L9} | 0,12 | 0,10 | 0,09 | 0,08 | 0,07 | 0,06 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,77 |
| V _{L10} | 0,98 | 1,71 | 1,54 | 1,37 | 1,20 | 1,02 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 12,07 |
| V _{L11} | 0,38 | 0,66 | 0,59 | 0,53 | 0,46 | 0,39 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 4,66 |
| V _{L12} | 0,38 | 0,66 | 0,59 | 0,53 | 0,46 | 0,39 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 4,66 |
| V _{t1} | 0,38 | 0,66 | 0,59 | 0,53 | 0,46 | 0,39 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 4,66 |
| V _{t2} | 0,98 | 1,71 | 1,54 | 1,37 | 1,2 | 1,02 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 12,07 |
| V _{t3} | 1,20 | 2,30 | 2,07 | 1,84 | 1,61 | 1,38 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 16,15 |
| V _{t4} | 1,20 | 2,51 | 2,26 | 2,01 | 1,76 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 17,49 |
| V _{t5} | 1,20 | 2,30 | 2,07 | 1,84 | 1,61 | 1,38 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 16,15 |
| V _{t6} | 0,98 | 1,71 | 1,54 | 1,37 | 1,2 | 1,02 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 12,07 |
| V _{t7} | 0,38 | 0,66 | 0,59 | 0,53 | 0,46 | 0,39 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 4,66 |
| V _{t8} | 2,38 | 4,16 | 3,75 | 3,33 | 2,91 | 2,5 | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 2,08 | 29,43 |
| V _{t9} | 2,5 | 6 | 5,4 | 4,8 | 4,2 | 3,6 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 41,5 |
| V _{t10} | 0,72 | 2,58 | 2,32 | 2,06 | 1,80 | 1,55 | 1,29 | 1,29 | 1,29 | 1,29 | 1,29 | 17,48 |
| V _{t11} | 0,28 | 0,25 | 0,22 | 0,2 | 0,17 | 0,15 | 0,12 | 0,12 | 0,12 | 0,12 | 0,12 | 1,87 |
| V _{t12} | 2,07 | 3,92 | 3,53 | 3,13 | 2,74 | 2,35 | 1,96 | 1,96 | 1,96 | 1,96 | 1,96 | 27,54 |

Σ P = 403,44 (t)

3) Charges verticales revenant à chaque voile (permanentes)

a) Plancher terrasse :

voile $V_{L1} = V_{L1}''$
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r} 7,71 + 0,12 = 7,83 \\ 17,67 \times 0,748 = 13,21 \\ \quad \quad \quad 0,6 \\ \hline 21,64 \text{ t} \end{array}$$

voile V_{L1}'
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r} 4,11 + 0,24 = 4,35 \\ 6,14 \times 0,748 = 4,59 \\ \hline 8,94 \text{ t} \end{array}$$

voile V_{L2}
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r} 10,10 + 0,12 = 10,22 \\ 19,24 \times 0,748 = 14,39 \\ \quad \quad \quad 3,72 \\ \hline 28,33 \text{ t} \end{array}$$

voile V_{L3}
 - voile
 - plancher

$$\begin{array}{r} 4,28 + 0,24 = 4,52 \\ 15,17 \times 0,748 = 11,34 \\ \hline 15,86 \end{array}$$

voile V_{L4}
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r} 10,43 + 0,12 = 10,55 \\ 19,51 \times 0,748 = 14,59 \\ \quad \quad \quad 3,72 \\ \hline 28,86 \text{ t} \end{array}$$

voile $V_{L5} = V_{L7}$
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r} \quad \quad \quad 4,59 \\ 12 \times 0,748 = 8,97 \\ \quad \quad \quad 2,07 \\ \hline 15,63 \text{ t} \end{array}$$

voile $V_{L8} = V_{L10}$
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r} \quad \quad \quad 4,59 \\ 9,79 \times 0,748 = 7,32 \\ \quad \quad \quad 2,86 \\ \hline 14,77 \text{ t} \end{array}$$

voile V_{L6}
 - voile
 - plancher

$$10,92 \times 0,748 = \begin{array}{r} 2,61 \\ 8,17 \\ \hline 10,78 \text{ t} \end{array}$$

voile V_{L9}
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$1,23 \times 0,748 = \begin{array}{r} 3,12 \\ 0,92 \\ 1,98 \\ \hline 6,02 \text{ t} \end{array}$$

voile $V_{L11} = V_{L12}$
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$3,79 \times 0,748 = \begin{array}{r} 3,70 \\ 2,83 \\ 3 \\ \hline 9,53 \text{ t} \end{array}$$

voile $V_{t1} = V_{t7}$
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$3,79 \times 0,748 = \begin{array}{r} 3,70 \\ 2,83 \\ 3 \\ \hline 9,53 \text{ t} \end{array}$$

voile $V_{t2} = V_{t6}$
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$9,79 \times 0,748 = \begin{array}{r} 4,59 \\ 7,32 \\ 2,86 \\ \hline 14,77 \text{ t} \end{array}$$

voile $V_{t3} = V_{t5}$
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$12 \times 0,748 = \begin{array}{r} 4,59 \\ 8,97 \\ 2,07 \\ \hline 15,63 \text{ t} \end{array}$$

voile V_{t4}
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$12 \times 0,748 = \begin{array}{r} 11,02 \\ 8,97 \\ 2,07 \\ \hline 22,06 \text{ t} \end{array}$$

voile $V_{t8} = V_{t13}$
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r}
 23,81 \times 0,748 \\
 = 17,81 \\
 \quad 9,93 \\
 \quad 1,19 \\
 \hline
 28,93 \text{ t}
 \end{array}$$

voile V_{t9}
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r}
 25 \times 0,748 \\
 = 18,70 \\
 \quad 9,93 \\
 \quad 2,06 \\
 \hline
 30,69 \text{ t}
 \end{array}$$

voile V_{t10}
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r}
 7,18 \times 0,748 \\
 = 5,37 \\
 \quad 5,86 \\
 \quad 1,30 \\
 \hline
 12,53 \text{ t}
 \end{array}$$

voile V_{t11}
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r}
 2,85 \times 0,748 \\
 = 2,13 \\
 \quad 3,10 \\
 \quad 0 \\
 \hline
 5,23 \text{ t}
 \end{array}$$

voile V_{t12}
 - voile
 - plancher
 - acrotère

$$\begin{array}{r}
 20,72 \times 0,748 \\
 = 15,5 \\
 \quad 9,93 \\
 \quad 3,42 \\
 \hline
 28,85 \text{ t}
 \end{array}$$

b) Plancher étage courant:

voile $V_{L1} = V_{L1}''$
 - voile
 - plancher
 - garde corps

$$\begin{array}{r}
 7,71 + 0,12 \\
 17,67 \times 0,64 \\
 = 11,31 \\
 \quad 1,25 \\
 \hline
 20,39 \text{ t}
 \end{array}$$

voile V_{L1}'
 - voile
 - plancher

$$\begin{array}{r}
 4,11 + 0,24 \\
 6,14 \times 0,64 \\
 = 4,35 \\
 \quad 3,93 \\
 \hline
 8,28 \text{ t}
 \end{array}$$

voile VL2
 - voile
 - plancher
 - garde corps

$$\begin{array}{r}
 19,24 \times 0,64 \\
 2,51 + 2,53 \\
 \hline
 10,10 \\
 12,31 \\
 5,04 \\
 \hline
 27,45 \text{ t}
 \end{array}$$

voile VL3
 - voile
 - plancher

$$\begin{array}{r}
 15,17 \times 0,64 \\
 \hline
 4,28 \\
 9,71 \\
 \hline
 13,99 \text{ t}
 \end{array}$$

voile VL4
 - voile
 - plancher
 - garde corps

$$\begin{array}{r}
 17,51 \times 0,64 \\
 \hline
 10,43 \\
 12,48 \\
 5,04 \\
 \hline
 27,95 \text{ t}
 \end{array}$$

voile VL5 = VL7
 - voile
 - plancher
 - garde corps

$$\begin{array}{r}
 12 \times 0,64 \\
 \hline
 4,59 \\
 7,68 \\
 1,26 \\
 \hline
 13,53 \text{ t}
 \end{array}$$

voile VL6
 - voile
 - plancher

$$\begin{array}{r}
 10,28 \times 0,64 \\
 \hline
 2,61 \\
 6,58 \\
 \hline
 9,19 \text{ t}
 \end{array}$$

voile VL8 = VL10
 - voile
 - plancher

$$\begin{array}{r}
 9,79 \times 0,64 \\
 \hline
 4,59 \\
 6,26 \\
 \hline
 10,85 \text{ t}
 \end{array}$$

voile VL9
 - voile
 - plancher

$$\begin{array}{r}
 0,59 \times 0,64 \\
 \hline
 3,12 \\
 0,38 \\
 \hline
 3,50 \text{ t}
 \end{array}$$

voile VL11 = VL12
 - voile
 - plancher

$$\begin{array}{r}
 3,79 \times 0,64 \\
 \hline
 3,70 \\
 2,42 \\
 \hline
 6,12 \text{ t}
 \end{array}$$

voile $V_{t1} = V_{t7}$
 - voile
 - plancher

$$3,79 \times 0,64 = \frac{3,70}{2,42}$$

6,12 t

voile $V_{t2} = V_{t6}$
 - voile
 - plancher

$$9,79 \times 0,64 = \frac{4,59}{6,26}$$

10,55 t

voile $V_{t3} = V_{t5}$
 - voile
 - plancher
 - garde corps

$$12 \times 0,64 = \frac{4,59}{7,68}{1,26}$$

13,53 t

voile V_{t4}
 - voile
 - plancher
 - garde corps

$$\frac{11,02}{7,68}{2,53}$$

21,23 t

voile $V_{t8} = V_{t13}$
 - voile
 - plancher
 - garde corps

$$23,81 \times 0,64 = \frac{9,93}{15,24}{1,25}$$

26,42 t

voile V_{t9}
 - voile
 - plancher
 - garde corps
 - escalier

$$22,63 \times 0,64 = \frac{9,93}{14,52}{1,25}{1,75}$$

27,45 t

voile V_{t10}
 - voile
 - plancher
 - escalier

$$4,81 \times 0,64 = \frac{5,86}{3,08}{1,75}$$

10,69 t

voile V_{t11}
 - voile
 - plancher

$$1,41 \times 0,64 = \frac{3,10}{0,90}$$

4 t

voile V_{t2}

| | | | |
|---------------|---------------------|---|-------------|
| - voile | | | 9,93 |
| - plancher | $20,72 \times 0,64$ | = | 13,26 |
| - garde corps | | | <u>1,25</u> |
| | | | 24,44 t |

4) Charges permanentes au niveau des fondations

pois du mur du sous sol par m^2 de surf. verticale:
 $0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}^2$

voile $V_{L1} = V_{L1}''$

| | | | |
|-------------------------------|----------------|---|---------------|
| - mur du sous sol | $14,45 + 0,23$ | = | 14,68 |
| - plancher | | | 10,27 |
| - venant des voiles du dessus | | | <u>205,15</u> |
| | | | 230,10 t |

voile V_{L1}'

| | | | |
|-------------------------------|---------------|---|--------------|
| - mur du sous sol | $7,71 + 0,46$ | = | 8,17 |
| - plancher | | | 3,93 |
| - venant des voiles du dessus | | | <u>83,46</u> |
| | | | 95,56 t |

voile V_{L2}

| | | | |
|-------------------------------|------------------------------|---|---------------|
| - mur du sous sol | $(25,24 \times 0,75) + 0,12$ | = | 19,05 |
| - plancher | $18,115 \times 0,64$ | = | 11,59 |
| - venant des voiles du dessus | | | <u>275,38</u> |
| | | | 306 t |

voile V_{L3}

| | | | |
|-------------------------------|----------------------------|---|---------------|
| - mur du sous sol | $10,71 \times 0,75 + 0,24$ | = | 8,75 |
| - plancher | | | 9,71 |
| - venant des voiles du dessus | | | <u>141,77</u> |
| | | | 160,23 t |

voile V_{L4}

| | | | |
|-------------------------------|----------------------------|---|---------------|
| - mur du sous sol | $26,08 \times 0,75 + 0,12$ | = | 19,68 |
| - plancher | | | 11,76 |
| - venant des voiles du dessus | | | <u>280,41</u> |
| | | | 311,85 t |

voile $V_{L5} = V_{L7} = V_{t3} = V_{t5}$

| | | | |
|-------------------------------|---------------------|---|--------------|
| - mur du sous sol | $11,48 \times 0,75$ | = | 8,61 |
| - plancher | | | 6,24 |
| - venant des voiles du dessus | | | <u>137,4</u> |
| | | | 152,25 t |

voile V_{L6}

- mur du sous sol
- plancher
- venant des voiles du dessus

$$\begin{array}{r}
 6,54 \times 0,75 = 4,90 \\
 6,58 \\
 \hline
 93,49 \\
 \hline
 104,97 \text{ t}
 \end{array}$$

voiles $V_{L8} = V_{L10} = V_{t2} = V_{t6}$

- mur du sous sol
- plancher
- venant des voiles du dessus

$$\begin{array}{r}
 11,48 \times 0,75 = 8,61 \\
 4,82 \\
 \hline
 112,42 \\
 \hline
 125,85 \text{ t}
 \end{array}$$

voile V_{L9}

- mur du sous sol
- plancher
- venant des voiles du dessus

$$\begin{array}{r}
 2,82 \times 3,30 \times 0,75 = 6,98 \\
 0,38 \\
 \hline
 37,52 \\
 \hline
 44,88 \text{ t}
 \end{array}$$

voiles $V_{L11} = V_{L12} = V_{t1} = V_{t7}$

- mur du sous sol
- plancher
- venant des voiles supérieurs

$$\begin{array}{r}
 9,25 \times 0,75 = 6,93 \\
 1,70 \\
 \hline
 64,61 \\
 \hline
 73,24 \text{ t}
 \end{array}$$

voile V_{t4}

- mur du sous sol
- plancher
- venant des voiles du dessus

$$\begin{array}{r}
 27,55 \times 0,75 = 20,66 \\
 6,24 \\
 \hline
 213,13 \\
 \hline
 240,03 \text{ t}
 \end{array}$$

voile $V_{t8} = V_{t13}$

- mur du sous sol
- plancher
- venant des voiles du dessus

$$\begin{array}{r}
 24,82 \times 0,75 = 18,61 \\
 15,24 \\
 \hline
 266,71 \\
 \hline
 300,56 \text{ t}
 \end{array}$$

voile V_{t9}

- mur du sous sol
- plancher
- voiles venant du dessus

$$\begin{array}{r}
 24,82 \times 0,75 = 18,61 \\
 14,52 \\
 \hline
 277,74 \\
 \hline
 310,87
 \end{array}$$

voile VE10

| | | |
|-------------------------------|---------------------|----------|
| - mur du sous sol | $14,66 \times 0,75$ | = 11 |
| - plancher | | 3,08 |
| - venant des voiles du dessus | | 108,74 |
| | | <hr/> |
| | | 122,82 t |

voile VE11

| | | |
|-------------------------------|--------------------|---------|
| - mur du sous sol | $7,75 \times 0,75$ | = 5,81 |
| - plancher | | 0,9 |
| - venant des voiles du dessus | | 41,23 |
| | | <hr/> |
| | | 47,94 t |

voile VE12

| | | |
|-------------------------------|---------------------|----------|
| - mur du sous sol | $24,82 \times 0,75$ | = 18,61 |
| - plancher | | 13,26 |
| - venant des voiles du dessus | | 248,81 |
| | | <hr/> |
| | | 280,68 t |

• voiles peripheriques:

| | | |
|------------------------|--|---------|
| - voiles ① = ⑥ = ⑩ = ⑮ | | |
| - mur du sous sol | $(3 \times 2,82 - 1,50 \times 0,30) \times 0,75$ | = 6 |
| - plancher | $2,25 \times 0,64$ | = 1,44 |
| - façades | $3,189 \times 11$ | = 35,08 |
| | | <hr/> |
| | | 42,52 t |

voiles ② = ⑤ = ⑨ = ⑬

| | | |
|-------------------|-------------------|---------|
| - mur du sous sol | | 6 |
| - plancher | | 1,44 |
| - façades | $3,930 \times 11$ | = 43,23 |
| | | <hr/> |
| | | 50,67 t |

voiles ③ = ④ = ⑧ = ⑰

| | | |
|-------------------|--|-------|
| - mur du sous sol | | 6 |
| - plancher | | 1,44 |
| - garde corps | | 2,53 |
| | | <hr/> |
| | | 9,97 |

voiles ⑦ = ⑪ = ⑫ = ⑱

| | | |
|-------------------|--|--------|
| - mur du sous sol | | 7,27 |
| - plancher | | 0 |
| - garde corps | | 2,51 |
| | | <hr/> |
| | | 9,78 t |

voile ⑫

| | | |
|-------------------|--------------------------------|----------|
| - mur du sous sol | $2,82 \times 3,30 \times 0,75$ | = 6,98 t |
|-------------------|--------------------------------|----------|

Voile (13)

- mur du sous sol
- façades.

$$3,16 \times 2,82 \times 0,75 = 6,68$$

$$2,83 \times 10 = 28,3$$

$$\hline 34,98 \text{ t}$$

Poids total du bâtiment :

| |
|-----------|
| 5155,78 t |
|-----------|

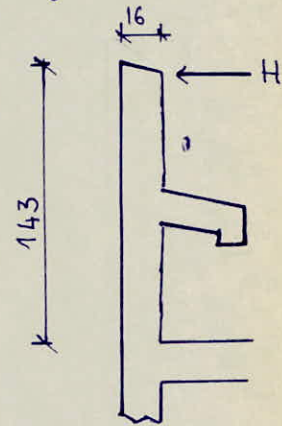
ACROTERE

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul des efforts se fera donc à la section d'encastrement qui est la plus défavorable. Elle est soumise aux charges suivantes:

- Poids propre G
- Surcharge due à la main courante.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont:

- largeur 100 cm.
- hauteur 143 cm.
- épaisseur 16 cm.



1) Charges sollicitantes:

- poids de l'acrotère:
 $1,43 \times 0,16 \times 2500 = 572 \text{ kg/ml}$
- surcharge:
 $P = 100 \text{ kg/ml}$
 $H = 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$

Le calcul se fait donc en flexion composée avec

- L'effort normal: $N = 572 \text{ kg}$.
- Le moment produit par H à la section d'encastrement:
 $M = H \cdot h = 120 \times 1,43 = 171,6 \text{ kg.m}$

2) Centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17160}{572} = 30 \text{ cm} > \frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

La section est donc partiellement comprimée.

3) ferrailage

On calculera la section en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif M_b égal au moment de l'effort normal par rapport au C.D.G des armatures tendues. On détermine ainsi A'_1 et A_1 et on revient à la flexion composée avec:

$$\begin{cases} A' = A'_1 \\ A = A_1 - \frac{N'}{\sigma_a} \end{cases}$$

Moment fictif $M_b = M + N \cdot f$
l'enrobage sera pris égal à 2 cm.

$$f = \frac{h_t}{2} - d = \frac{16}{2} - 2 = 6 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } M_b = 17160 + 572 \times 6 = 20592 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{n M_6}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 20592}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,00562 \rightarrow \varepsilon = 0,9660$$

$$K = 132$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{132} = 21 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_6}{\varepsilon \bar{\sigma}_a h} = \frac{20592}{0,966 \times 2800 \times 14} = 0,54 \text{ cm}^2$$

en flexion Composée $A = 0,54 - \frac{572}{2800} = 0,33 \text{ cm}^2$

cette section étant trop faible ; on adoptera alors une section minimale imposée par la condition de non fragilité conformément au C.C.B.A 68 art. 52.

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} = 1,35 \text{ cm}^2$$

soit 5 T6 par ml ($1,41 \text{ cm}^2$) espacés de $t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prévoit aussi des armatures de peau perpendiculaires aux armatures principales pour parer aux fissures que peuvent engendrer les intempéries sur l'acrotère.

soit 5 T6

4) Verification

1) Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\varnothing} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\varnothing} \bar{\sigma}'_b}$$

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable
 $\eta = 1,6$ barres à haute adhérence

$$\varnothing = 6 \text{ mm} \quad \bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{2 \times 100 \times 2} = 0,00352$$

$$\text{soit } \sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6}{6} \cdot \frac{3,52 \cdot 10^{-3}}{1 + 3,52 \cdot 10^{-3} \times 10} = 908 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \frac{10^6 \times 1,6 \times 5,9}{6} = 3011 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3011 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$
 pas de risque de fissuration

2) effort tranchant

on doit vérifier $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\lambda}$ M pris avec son signe

$$T = 1,2P = 120 \text{ Kg}$$

$$M = -17160 \text{ Kg.cm}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 14 = 12,25 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{17160}{12,25} = -1280 \text{ Kg} < 0$$

les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

5) Verification au seisme (d'après R.P.A)

d'après l'article 3.3.9. les éléments et leur ancrage doivent être calculés sous l'action des forces horizontales

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad ZI = 0,6 \text{ (zone II, groupe 2)}$$

$$C_p = 0,3$$

$$W_p = 572 \text{ Kg}$$

$$F_p = 0,6 \times 0,3 \times 572 = 103 \text{ Kg} > 100 \text{ Kg}$$

6) calcul des armatures sous l'effet de F_p

$$H = 1,2P$$

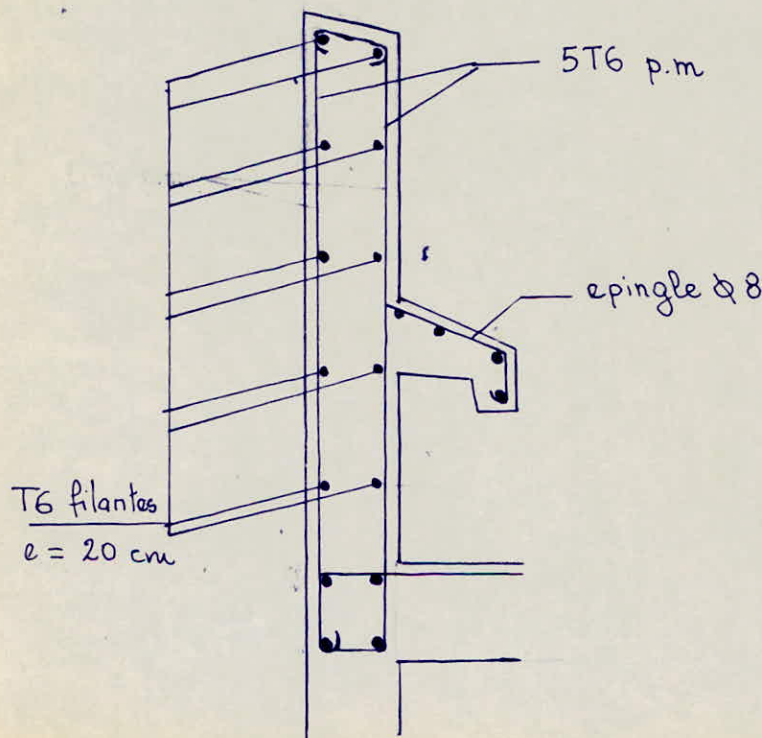
$$M = 1,2 F_p \cdot h = 1,2 \cdot 103 \cdot 143 = 17674,8 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{Centre de Pression: } e = \frac{M}{N} = \frac{17674,8}{572} = 30, \quad < \frac{b}{6} = 16 \text{ cm.}$$

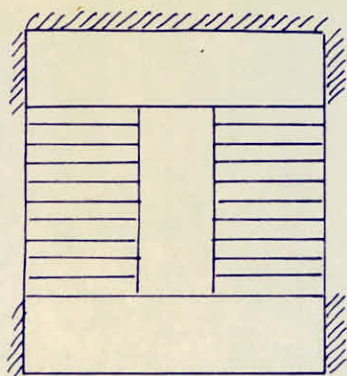
donc section P.C. Le calcul de A se fera de la même manière que précédemment : on trouve $\mu = 0,00576 \rightarrow \epsilon = 0,96533$
 $K = 129$.

$$\text{soit } A = 0,34 \text{ cm}^2.$$

On prendra donc la section minimale déterminée plus haut



ESCALIERS



- Dimensionnement des marches et Contre marches.

Le dimensionnement des marches et Contre marches (g et h) se fait par la formule de BLONDEL.

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

ou à : $2H = 2,82 \text{ m} \Rightarrow H = 1,41 \text{ m}$

en prenant $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{141}{17} = 8,29 \Rightarrow n' = 8$

La hauteur des marches est : $\frac{1,41}{8} = \frac{141}{8} = 17,62 \text{ cm}$.

avec $L = 1,89 \text{ m}$ (donnée).

et $L = g(n'-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n'-1} = \frac{189}{8-1} = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$

$\Rightarrow g = 26 \text{ cm}$
 $n = 7$

Donc :

- largeur d'une marche : $g = 26 \text{ cm}$
- hauteur de la contre marche : $h = 17,62 \text{ cm}$
- nbre de contre marche : $n' = 8$
- nbre de marche : $n = 7$

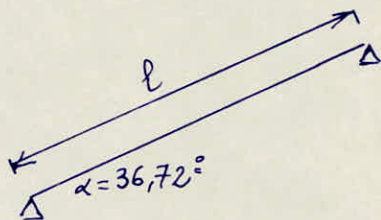
Verification : $0,59 < g + 2h = 26 + 2(17,62) = 61,24 < 0,66$
 $= 0,61$

\Rightarrow c'est vérifié.

1// Calcul de la pailleuse :-

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,41}{1,89} = 0,746$$

d'où $\alpha = 36,72^\circ$



$L = 1,89 \text{ m}$

a/ epaisseur de la pailleuse :-

$$e = \frac{l}{30} \div \frac{l}{20} \quad ; \quad \text{avec } \cos \alpha = \frac{L}{l} = 0,80 \Rightarrow l = \frac{L}{0,80} = \frac{1,89}{0,80}$$

$\Rightarrow l = 2,35 \text{ m}$

Donc $e = \frac{l}{30} \div \frac{l}{20} = 7,8 \div 11,78 \text{ cm}$.

$\Rightarrow e = 11 \text{ cm}$

b/ Charges et surcharges :-

Dans le calcul ; on admet que les charges et surcharges constituent une charge uniformément répartie sur 1m de projection horizontale et sur 1m d'embranchement.

(*) Charges permanentes :-

- poids propre de la pailleasse : $\frac{2500 \times e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,11}{0,80} = 343,75 \text{ kg/ml}$
 - poids propre des marches : $\frac{2200 \text{ h}}{2} = \frac{2200 \times 0,176}{2} = 193,6 \text{ ''}$
 - mortier de pose (2cm) }
 + Carrelage }
 + sable (3cm) }
 + isolation phonique } 135 kg/ml
 - Garde Corps 10 kg/ml
 - enduits + plâtre 30 ''
- $G = 712,35 \text{ kg/ml}$

(**) Surcharges d'exploitation.

escaliers d'habitation

S = 400 kg/ml

⇒ q = G + 1,2S = 712,35 + 1,2(400) = 1192 kg/ml

⇒ q = 1192 kg/ml

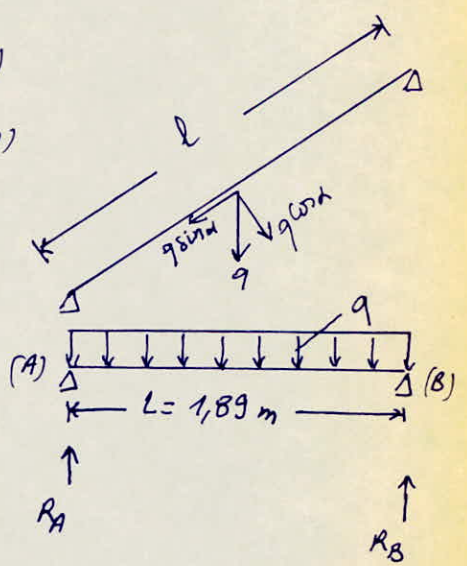
c// Calcul des efforts :-

$R_A = R_B = \frac{qL}{2} = \frac{1192 \times 1,89}{2} = 1126,4 \text{ (kg)}$

$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{1192 \times 1,89^2}{8} = 532,24 \text{ (kg.m)}$

Remarque :-

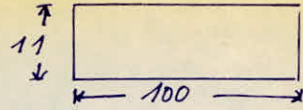
- q cos α : est ⊥ à la pailleasse
- q sin α : est dans le sens de la pailleasse
- q cos α :- flechit la pailleasse de portée l
- la composante q sin α est un effort normal par unité de longueur horizontale, l'effort total vaut qL sin α



L'effort normal à mi-travée est : $N(x=0, \frac{L}{2}) = q \sin \alpha \cdot \frac{L}{2}$

⇒ N = 1192 × 0,597 × $\frac{1,89}{2}$ = 673,49 (kg)

d'où $\sigma_b = \frac{N}{S} = \frac{673,49}{11 \times 100} = 0,612 \text{ kg/cm}^2$

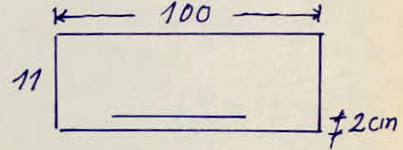


Conclusion :

en principe le calcul de la poutre se fera en flexion composée mais vu que l'effort normal est faible et la contrainte de compression est négligeable, donc on considère qu'elle est soumise uniquement à la flexion simple

d// Ferrailage :

$M = 532,24 \text{ kg.m}$
 $h = 11 - 2 = 9 \text{ cm}$



en appliquant la méthode de Charon.

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 532,24 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 9^2} = 0,0352$

$\Rightarrow \mu \leq E = 0,9196$
 $\mu \leq K = 47,2$

$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{532,24 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9196 \times 9} = 2,296 \text{ cm}^2/\text{ml}$

donc on adoptera 4T10/ml ; $A = 3,14 \text{ cm}^2$
 avec 2T14 la fissuration n'est pas vérifiée.

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{47,2} = 59,32 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$

donc les Aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

e// Armatures de répartition.

$\frac{A_{Long}}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_{Long}}{2} \Rightarrow \frac{2,296}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{2,296}{2}$

d'où $0,574 \leq A_{rep} \leq 1,148 \Rightarrow$ on prend 4T6/ml ($A_r = 1,13 \text{ cm}^2$)

d// Vérifications :

- vérification à la fissuration

la limite imposée par les conditions de fissuration du béton est la plus grande des valeurs σ_1 et σ_2 définies par les relations suivantes :

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

$k = 1,5 \cdot 10^6$: fissuration peu nuisible (éléments intérieurs du bâtiment)

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration (pour les aciers à H.A)

$\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow \frac{A}{B_f} = \bar{\omega}_f = \frac{3,14}{2 \times b \times d} = \frac{3,14}{2 \times 100 \times 2} = 7,85 \cdot 10^{-3} = 0,00785$

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

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \cdot \frac{0,00785}{[1 + 10 \times 0,00785]} = 1746,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
donc pas de risque de fissuration à craindre.

- Verification des Contraintes :-

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{532,24 \cdot 10^2}{(3,14) \times (0,9196) \times 9} = 2048 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2048}{47,2} = 43,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

- Verification à l'effort tranchant :-

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1126,4}{100 \times \frac{7}{8} \times 9} = 1,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b \left(\begin{array}{l} \text{dalle} \\ \text{et} \\ \text{pailleuse} \end{array} \right)$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \Leftrightarrow 59,32 < 67,5 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5(5,9) = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \tau_b = 1,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

\Rightarrow on ne prévoit pas d'armatures transversales.

- Condition de non fragilité :-

$$A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \geq 0,69 (100) (9) \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,872 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } A = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,872 \text{ cm}^2$$

donc la condition est vérifiée.

- Verification de la flèche :-

d'après l'article (61,21) ; CCBA 68

pour tenir compte de l'existence de fissures éventuelles dans les zones tendues ; on substitue dans le calcul ; au moment d'inertie I_t de la section totale rendue homogène ; le moment d'inertie I_f définie par :-

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$$

$$\text{avec } \lambda = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left[2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right] \bar{\omega}} \text{ pour les charges permanentes.}$$

$$\text{et } \mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 (b) ; \bar{\omega} = \frac{A}{b h} = \frac{3,14}{100 \times 11} = 2,85 \cdot 10^{-3} = 0,00285$$

$$\sigma_a = 2048 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4(0,00285)(2048) + 3 \times 5,8} = 0,288$$

$$\lambda = \frac{5,8}{180[2+3(1)] \times 0,00285} = 2,26$$

$$I_t = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,11^3}{12} = 1,109 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad : \text{I}^{\text{m}} \text{ d'inertie de la section totale rendue Homogène}$$

$$I_f = \frac{I_t}{1+\lambda\mu} = \frac{1,109 \cdot 10^{-4}}{1+2,26 \times 0,288}$$

$$\rightarrow I_f = 6,71 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\text{et } E = 7000 \sqrt{6f} = 133000 \text{ kg/cm}^2 \approx 133000 \cdot 10^4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{d'où } f = \frac{Ml^2}{10EI_f} = \frac{532,24 \times 1,89^2}{10 \times 133000 \times 6,71 \cdot 10^{-5}} = 2,13 \cdot 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$\text{avec } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{1,89}{500} = 3,78 \cdot 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$\text{donc } f = 2,13 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = 3,78 \cdot 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow \text{C'est vérifié}$$

2// Calcul des bequets :-

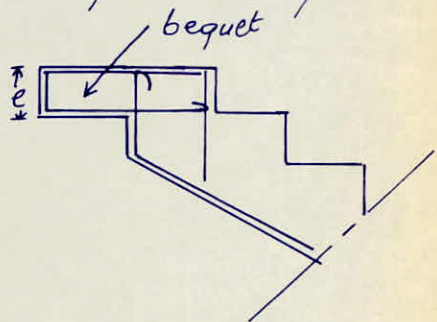
l'épaisseur des bequets des paillasses et des paliers d'après les recommandations techniques du CTC

$$e \geq 0,707$$

$$\begin{cases} \text{Palier} : e = 7 \text{ cm} \\ \text{Pailleasse} : e = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

Largueur des bequets : $l_b \geq 10$

$$l \geq \begin{cases} a+2 \\ e \end{cases} \quad \text{avec } \begin{cases} a = 15 \text{ cm} \\ l = 17 \text{ cm} \end{cases}$$



- chaque bequet de la pailleasse et de la poutre palière doit être calculé pour une charge linéaire

$$Q = \gamma_q \cdot l \cdot (G + 1,25S)$$

G : charge totale (permanente) de la volée

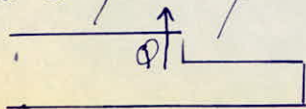
S : surcharge d'exploitation

γ_q : Coefficient de comportement expérimentale

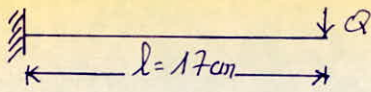
$$\gamma_q = 1,4 \text{ (sans armatures de suspension)}$$

$$\Rightarrow Q = 1,4 \times 1,89 \times 1192 = 3154 \text{ kg/ml}$$

On suppose que la charge Q est appliquée à l'extrémité du bequet pour avoir l'effet le plus défavorable.



Le schéma statique devient une console avec une charge concentrée à l'extrémité



$$M = Q \cdot l = 3154 \times 0,17 = 536,18 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Calcul des Armatures :-

$$h = h_t - d = 7 - 2 = 5 \text{ cm} \rightarrow A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{536,18 \cdot 10^2}{2800 \times \frac{7}{8} \times 5} = 4,37 \text{ cm}^2$$

soit 4T12/ml $\rightarrow (4,52 \text{ cm}^2)$

- Espacement :-

$$t \leq 2e = 2(7) = 14 \text{ cm} \quad (\text{recommandations techniques du CTC})$$

donc on prend : $t = 10 \text{ cm}$

- Armatures de repartition Longitudinales :-

$$A_t \geq 0,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{recommandations techniques du CTC})$$

On prend 2T8 (1 cm^2)

- Verification au cisaillement.

$$Q = \gamma_g \cdot l \cdot (G + 1,2S) \quad \text{avec } \gamma_g = 1 : \text{ pour le calcul de la Contrainte tangente.}$$

$$\rightarrow Q = 1 \times 1,89 \times 1192 = 2252,88 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow T = Q = 2252,88 \text{ (kg)}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_s = \frac{T}{b z} = \frac{2252,88}{100 \times \frac{7}{8} (5)} = 5,15 \text{ kg/cm}^2$$

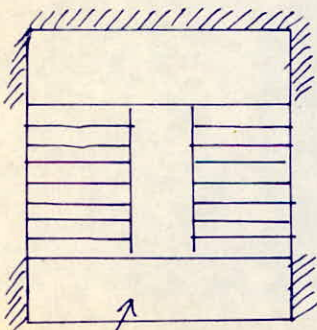
$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_s = 1,15 \times 5,9 = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b : \text{ donc C'est Verifiee.}$$

3// Etude des paliers :-

Le demi palier ou palier intermediaire sera Calcule, comme une dalle encastree sur deux cotés - et libre sur les 2 autres
Cette dalle sera soumise aux efforts suivants :-

- poids propre.
- surcharge majorée
- la reaction que transmet la volée au palier (elle est Consideree comme etant une) Charge Uniformement repartie



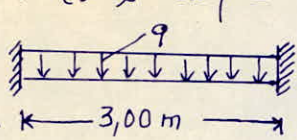
$$\text{- charges permanentes : } G = 0,565 \text{ t/m}^2 = 565 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Surcharges : } S = 1,2(0,4) = 1,2(400) = 480 \text{ ''}$$

$$\Rightarrow q_{\text{palier}} = 1045 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{charge due à la volée : } q_{\text{volée}} = 1192 \text{ kg/m}^2$$

d'où $q = q_{\text{palier}} + q_{\text{volée}} = 1045 + 1192 \Rightarrow q = 2237 \text{ kg/m}^2$
 schéma statique :-



$$h_t = 16 \text{ cm} \\ \Rightarrow h = h_t - d = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} ; \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,8 M_0 = \frac{q l^2}{10} = \frac{2,237 \times 3,00^2}{10} \\ \Rightarrow M_t = 2,013 \text{ t.m} \\ M_a = 0,4 M_0 = \frac{q l^2}{20} = \frac{2,237 \times 3,00^2}{20} \\ \Rightarrow M_a = 1,006 \text{ t.m.} \end{array} \right.$$

Détermination des efforts :-

- en travée : $M_t = 2,013 \text{ t.m}$

- sur appui : $M_a = 1,006 \text{ t.m}$

Calcul des Armatures :-

- en travée :- $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$ avec $b = 1 \text{ m}$
 $h = 13 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 \times 2,013 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0638 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8956 \\ K = 32,9 \end{array} \right.$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{32,9} = 85,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les Aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{2,013 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8956 \cdot 13} = 6,17 \text{ cm}^2$$

on prend 4 T14 p.m $\rightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition.

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{6,17}{4} < A_r < \frac{6,17}{2} \Rightarrow 1,54 < A_r < 3,085$$

soit 4 T8 p.m ($A_r = 2,01 \text{ cm}^2$)

- sur Appui.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,006 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0318 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9231 \\ K = 50 \end{array} \right.$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{50} = 56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\text{donc } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,006 \times 10^5}{2800 \times 0,9231 \times 13} = 2,99 \text{ cm}^2$$

soit $2T14$ ($A = 3,08 \text{ cm}^2$)

- Verification à la fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{b_f} = \frac{6,15}{2 \times 100 \times 3} = 0,0102$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = \frac{K \cdot \mu}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{14} \times \frac{0,0102}{1,102} = 1586,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{K \mu}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,14 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{14}} = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

on remarque bien que $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2413,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

donc pas de risque de fissuration.

- Verification au cisaillement:

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{(2,237) \times 3,00}{2} = 3,35 \text{ (t)}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{3,35 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 2,9 \text{ kg/cm}^2$$

et $\bar{\sigma}_s =$

- Condition de non Fragilité :-

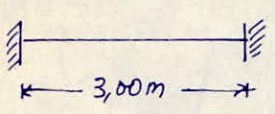
$$A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,25 \text{ cm}^2$$

on remarque bien que $A = 6,15 \text{ cm}^2 > 1,25 \text{ cm}^2$
donc c'est vérifié.

4// Calcul de la poutre noyée:

(Supportant les volées : poutre palier)

la poutre sera calculée comme étant partiellement encastrée à ces 2 extrémités



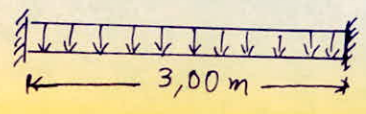
- // charge revenant à la poutre.

- (*) Poids propre : $2500 \times 0,16 = 400 \text{ kg/m}^2$
- (*) surcharge : 400 ''
- (*) poids de la demi volée : $\frac{1192}{2} = 596 \text{ kg/m}^2$

$$\Rightarrow q = 400 + 400 + 596 = 1396 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{d'où : } q = 1396 \times 1,00 = 1396 \text{ kg/ml}$$

- 2// Determination des efforts :



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1396 \times 3,00^2}{8} = 1570,5 \text{ kg.m}$$

M_{mt} en travée :- $M_t = 0,8 M_0 = \frac{9l^2}{10} = 0,8 \times 1570,5 = 1256,4 \text{ kg.m}$
 M_{mt} à l'appui :- $M_a = 0,4 M_0 = \frac{9l^2}{20} = 0,4 \times 1570,5 = 628,2 \text{ "}$

- Predimensionnement.

La détermination de la longueur de la poutre noyée se fait par la méthode du moment fictif.

Il faut que $M_{rb} \geq M_0 \Rightarrow \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \alpha (1 - \frac{\alpha}{3}) b h^2 = k b h^2 \geq M_0$
 $\alpha = \frac{1 \bar{\sigma}'_b}{1 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 135}{15 \times 135 + 2800} = 0,419$
 $\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 1 - \frac{0,419}{3} = 0,860$
 $\Rightarrow k = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \alpha \gamma = 24,32$
 d'où $k b h^2 \geq M_0 \Rightarrow (24,32) \times 13^2 \times b \geq 1570,5 \cdot 10^2$
 $\Rightarrow b \geq \frac{1570,5 \times 10^2}{24,32 \times 13^2} = 38,2 \text{ cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm}$

- Calcul du Ferrailage :-

(*) en travée : $M_t = 1256,4 \text{ kg.m}$; $b = 40 \text{ cm}$; $h = 13 \text{ cm}$
 $\Rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1256,4 \cdot 10^2}{2800 \times 40 \times 13^2} = 0,0995$
 $\Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8744 \\ k = 24,8 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{24,8} = 1129 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$

Donc les Aciers Comprimés ne sont pas nécessaires.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \epsilon} = \frac{1256,4 \cdot 10^2}{2800 \times 13 \times 0,8744} = 3,94 \text{ cm}^2$
 \Rightarrow on prend 4T12 ($A = 4,52 \text{ cm}^2$)

(*) à l'appui. $M_a = 628,2 \text{ kg.m}$
 $\Rightarrow \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 628,2 \cdot 10^2}{2800 \times 40 \times 13^2} = 0,0497$
 $\Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9064 \\ k = 38,4 \end{cases}$

Donc $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{628,2 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9064 \times 13} = 1,9 \text{ cm}^2$
 \Rightarrow on prend 4T8 ($2,01 \text{ cm}^2$)

- Armatures transversales :-

1// Contrainte de Cisaillement.

$$T = 9l/2 = 1396 \times 3,00/2 = 2094 \text{ (kg)}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2094}{(40) \times \left(\frac{7}{8}\right) \times 13} = 4,602 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

2 - Contraintes admissible :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \rho_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{3,068}{9 \times 5,9} = 0,942 > 2/3$$

donc pas de reprise de bétonnage.

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Acier, doux de nuance FeE24})$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,942 \times 2400 = 2260 \text{ kg/cm}^2$$

- Ecartement admissible :

$$t_1 = 0,2 h = 0,2 \times 13 = 26 \text{ cm}$$

$$t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 13 \left(1 - \frac{0,3 \times 4,602}{5,9} \right) = 9,958 \text{ cm}$$

- espacement des armatures :-

$$A_t = 6\phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2 \quad ; \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 13 = 11,375 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot A_t \cdot z}{T} = \frac{2260 \times 3,01 \times 11,375}{2094} = 36,95 \text{ cm}$$

donc on adoptera un écartement constant de :

$$t \leq \max(t_1; t_2) = 9 \text{ cm}$$

- Verifications :

- a) Condition de non fragilité :-

$$A_t \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 40 \times 13 \times \frac{5,9}{2400} = 0,882 \text{ cm}^2$$

On remarque bien que $3,94 > 0,882$ (verifié)

- b) Contraintes :-

$$(*) \text{ en travée} :- \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 4,52}{40 \times 13} = 0,869 \Rightarrow \begin{cases} k = 22,8 \\ E = 0,8677 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1256,4 \times 10^2}{4,52 \times 0,8677 \times 13} = 2464,2 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2464,2}{22,8} = 108 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

(verifié)

$$(*) \text{ à l'appui} :- \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 2,01}{40 \times 13} = 0,386$$

$$\Rightarrow \begin{cases} E = 0,9042 \\ k = 37,2 \end{cases}$$

d'où :

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot I} = \frac{628,2 \times 10^2}{2,01 \times 0,9042 \times 13} = 2658,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2658,85}{37,2} = 71,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- vérification à la fissuration :-

$$(*) \text{ en travée :- } \hat{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,52}{2 \times 40 \times 3} = 0,0188$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = \frac{k \nu \hat{w}_f}{\phi (1 + 10 \hat{w}_f)} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{12} \times \frac{0,0188}{1 + 10 \cdot 0,0188} = 3165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \nu \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3165 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ pas de risque de fissuration.

$$(*) \text{ à l'appui. } \hat{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,01}{2 \times 40 \times 3} = 8,37 \times 10^{-3} = 0,00837$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{0,00837}{[1 + 10(0,00837)]} = 2317 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

- Condition d'appui :-

la poutre s'appuie sur un voile d'épaisseur 16 cm (voile du plancher)

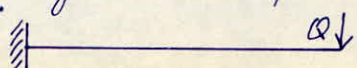
$$c = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 2094}{40 \times 67,5} = 1,55 \text{ cm} < 16 \text{ cm.}$$

$$- \text{Ancrage :- } l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} =$$

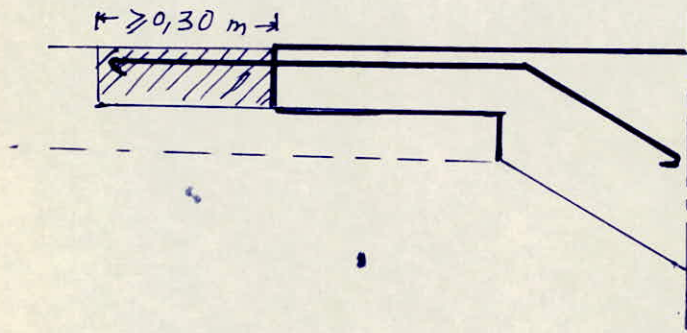
Liaison entre la poutre et le palier :-

afin d'éviter tout effondrement en cas de séisme, on prévoit une liaison entre la poutre et le palier par des armatures longitudinales, pour cela, une bande de palier ne sera coulé que si la poutre est posée avec ces aciers de liaison.

(*) Calcul des Aciers de liaison.

pour cela, on utilise la charge $q = 2252,88 \text{ kg/ml}$ due à la volée sous le séquet 

donc il devra être obligatoirement prévu une liaison systématique des poutres, et des paliers, par armatures sortant des extrémités de la paillasse.



Les Aciers de liaison devront être disposés au droit des Cadres de la poutre palier, et devront avoir un diamètre supérieur à 8 mm

$$q = 0,7 \times 2252,88 = 1577 \text{ (kg) par 1 m d'embranchement}$$

$$\text{donc } A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{1577}{2800} = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ (p.m d'embranchement)}$$

soit 3T8 /ml (1,50 cm²)

Armatures de transport (de levage) :-

Il faudra aussi prévoir des Aciers de transport, en 4 coins de la paillasse ;

Ces Aciers sont calculés à la traction simple :-

N: Effort de traction :

C'est le poids totale de la paillasse (sans surcharge d'exploitation)

donc chaque Acier reprend $\frac{N}{4}$.

$$\Rightarrow A = \frac{N/4}{\sigma_a} = \frac{N}{4\sigma_a} = \frac{712,35}{4 \times 2800} = 0,06 \text{ cm}^2$$

on remarque bien que la section d'Acier est faible, dans ce cas nous prévoyons 4 ϕ 6 dans les 4 appuis ; les armatures sont ancrées sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse.

ETUDE DES PLANCHERS

A Plancher R.D.C (PREDALLES)

1) Introduction

Document utilisé : CPT Plancher Mai 75 - titre III: Plancher dalle pleine confectionné à partir de predalles prefabriquées en béton et beton coulé en oeuvre.

- Le système de predalles prefabriquées jointives est utilisé pour le plancher du R.D.C car il est impossible d'utiliser un coffrage tunnel, de plus, les planchers à corps creux ne procurent pas une bonne rigidité d'ensemble à la baite que forme l'infrastructure.
- En outre le système à prédalles presente de nombreux avantages dont on cite : pas de coffrage, possibilité d'incorporation de canalisations, suppression aussi du coût de transport si la prefabrication se fait sur chantier.
- par definition les predalles sont des plaques prefabriquées en béton armé ou precontraint, destinées à former la partie inferieure armée d'un plancher de type "dalle pleine" qui après durcissement d'une lame en béton d'épaisseur au moins égale à celle des prédalles et coulé sur place aura un fonctionnement monolithique
- Le levage sera assuré par 4 crochets incorporés lors du coulage. Ces crochets sont en acier doux FE24 Ø10. Afin d'éviter tout problème de fissurations, il est nécessaire d'avoir 4 longues elingues; il faut s'assurer alors de la mise en place de la grue, que tout le plancher peut être manutentionné en tenant compte du poids des elements à poser.
exemple: une predelle de 1,18 x 3,46 m et de 8 cm d'épaisseur pèse 816,56 kg donc la grue prévue pour la manutention des coffrages tunnels peut bien convenir.
- On fera de sorte à ce que la face superieure de la predalle soit assez rugueuse pour permettre une bonne adherence à la prédalle du béton coulé sur chantier et empêcher le glissement à leur surface de contact.
On pensera aussi à mettre une file d'etais à mi portée de la predalle afin de réduire la portée.

2) Calcul de la prédalle

conformément aux prescriptions du C.C.B.A 68 art.22 on distinguera trois phases dans le calcul de la predalle.

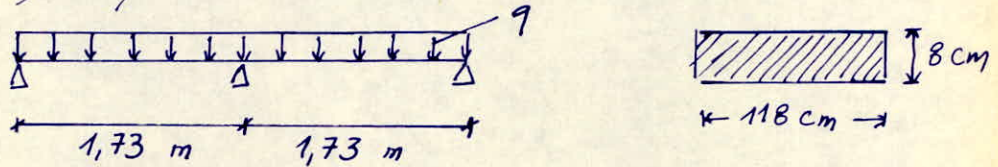
1^{ere} phase : prédalle soumise à son poids propre

2^{ème} phase :- en plus du poids propre de la predalle, on tiendra compte du béton coulé en oeuvre et d'une surcharge forfaitaire, dite de chantier, correspondant aux ouvriers, au matériel courant et aux matériaux concentrés susceptibles d'être présent pendant la mise en oeuvre ; elle sera prise égale à 100 kg/m²

3^{ème} phase :- predalle à pleine résistance sous G+1, 2P

a// 1^{ère} phase :-

schéma statique :-



$$\Rightarrow q_1 = 0,08 \times 1,18 \times 2500 = 236 \text{ kg/ml.}$$

b// 2^{ème} phase :-

- poids de la predalle/ml ----- 236 kg/ml
 - Béton, coulé, en oeuvre majoré -----
 $1,2 \times (0,08 \times 1,18 \times 2500)$
 $= \text{-----} 283,2 \text{ kg/ml}$
 - surcharge, de, chantier majorée -----
 $1,2 \times 100 \times 1,18$
 $= \text{-----} 141,6 \text{ kg/ml}$
- Total ----- $q_2 = 660,8 \text{ kg/ml}$

$q_2 > q_1$; la deuxième phase, est plus, défavorable que la première

Etude, de, la 2^{ème} phase (sens porteur)

- 1// Moment flechissant, en travée.

$$M_t = 0,9 \cdot q_2 \cdot \frac{l^2}{8} = 0,9 \times 660,8 \times \frac{1,73^2}{8} = 222,49 \text{ (kg} \cdot \text{m)}$$

- 2// Ferrailage.

$$\mu = \frac{15 \times 22249}{2800 \times 118 \times 6^2} = 0,0280 \Rightarrow \begin{matrix} E = 0,9275 \\ K = 54 \end{matrix}$$

donc $A_s = \frac{22249}{2800 \times 0,9275 \times 6} = 1,43 \text{ cm}^2$

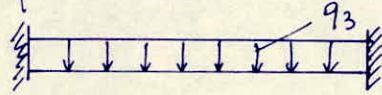
Etude, de, la 3^{ème} phase (sens porteur)

charge de calcul.

| | | | |
|-------------------|-------|--------------------------------------|-------------------|
| Dalle | ----- | $0,16 \times 1,18 \times 2500 = 472$ | (kg/m^2) |
| Carrelage | ----- | $40 \times 1,18 = 47$ | " |
| Mortier de pose | ----- | $40 \times 1,18 = 47$ | " |
| Sable | ----- | $45 \times 1,18 = 53,1$ | " |
| Surcharge majorée | ----- | $1,2 \times 175 = 210$ | " |

$$\text{Total : } q_3 = 829,1 (\text{kg/m}^2)$$

schéma statique :-



en travée :-

$$M_t = \frac{q_3 l^2}{10} = \frac{829,1 \times 3,46^2}{10} = 992,56 \text{ kg.m}$$

à l'encastrement :- $M_a = \frac{q_3 l^2}{20} = \frac{829,1 \times 3,46^2}{20} = 496,28$
(kg.m)

Ferrailage :-

Armatures portées :- $\mu = \frac{15 \times 992,56}{2800 \times 118 \times 14^2} = 0,0299$

d'où $\begin{cases} \mu = 0,0299 \\ K = 52,0 \end{cases}$

donc :- $A = \frac{992,56}{3 \times 2800 \times 0,0299 \times 14} = 2,73 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{52} = 53,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité :-

$$A_{\min} = 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{cn}} = 0,69 \times 118 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} = 1,60 \text{ cm}^2$$

donc la section à prendre est :-

$$A = \max(A_2; A_3; A_{\min}) = 2,73 \text{ cm}^2$$

soit $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (C'est vérifié)

Vérification à la fissuration :-

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 ; \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,14}{2 \times 2 \times 118} = 0,00665$$

$$\sigma_1 = \frac{K \mu}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{10} \cdot \frac{0,00665}{1 + 10 \cdot 0,00665} = 1496,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \mu \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1; \sigma_2) = 2856 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

Armatures de repartition :-

$A_r = \max (A_{min} ; \frac{A}{4})$; Article 19.2.2 CCBA 68 modification de juillet 1970

$A_{min} = 0,0006 \times 100 \times 16 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$
et $\frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$

Donc on prend $A_r = A_{min} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $478/\text{ml}$
l'espacement, est, de 25cm. $= 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

chapeaux d'encastrement :-

$M_a = 496,28 \text{ kg.m} \Rightarrow \mu = \frac{15 \times 496,28 \cdot 10^2}{2800 \times 118 \times 14^2} = 0,01149$

$\Rightarrow E = 0,9522$
 $K = 89,5$

d'où $A = \frac{49628}{2800 \times 0,9522 \times 14} = 1,33 \text{ cm}^2$ soit $378 = 1,5 \text{ cm}^2$

l'espacement, est : $e = 40 \text{ cm}$.

Verification à l'effort tranchant :-

$\bar{\tau}_{b0} \approx 2 \div 3 \text{ kg/cm}^2$

Remarque :- $\bar{\tau}_{b0}$: Contrainte de cisaillement admissible déterminée par des essais spéciaux

à l'appui ou à :- $T_0 = \frac{qL}{2} = \frac{829,1 \times 3,46}{2} = 1434 \text{ (kg)}$

$\Rightarrow \tau_b = \frac{T_0}{bz} = \frac{1434}{118 \times 0,875 \times 14} = 0,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{b0} = 2 \text{ kg/cm}^2$

Appui intermediaire :-

si $|M_a| \leq T_0 z$; on doit alors vérifier que la section d'armature traversant la section du mu, d'appui peut équilibrer l'effort. $T_0 + \frac{M}{z}$ (M, étant pris avec son signe) et est totalem^t Ancré pour cet effort.

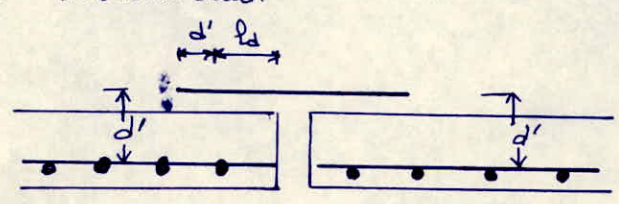
$M_a = 496,28 \text{ (kg.m)}$

$T_0 z = 1434 \times 0,875 \times 0,14 = 175 \text{ kg/m}$

on remarque bien que $T_0 z < |M_a|$;
donc la vérification n'est pas nécessaire.

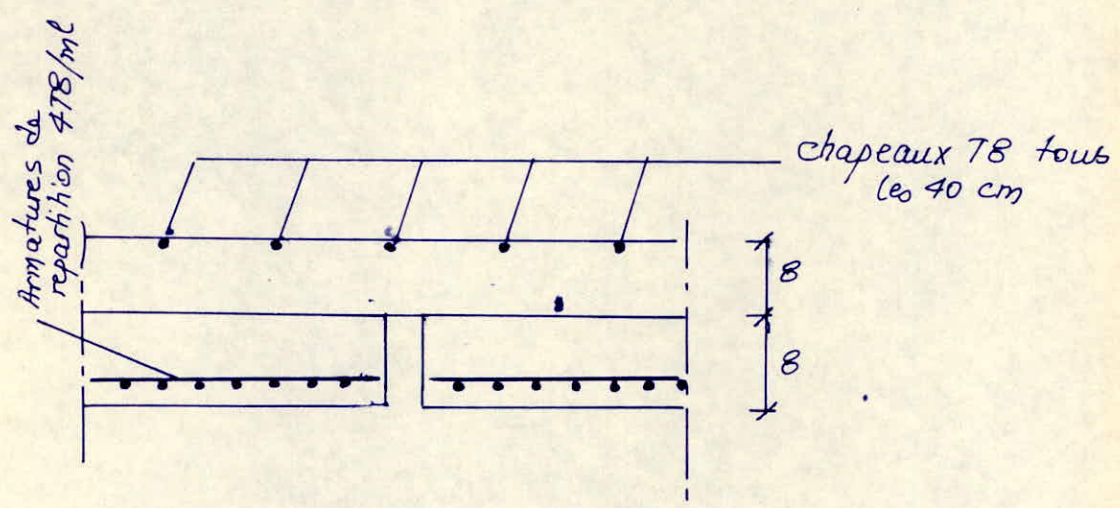
Ancrage des Armatures de repartition entre 2 bales sur le joint :-

Cet Ancrage doit assurer la transmission des efforts dans les aciers transversaux

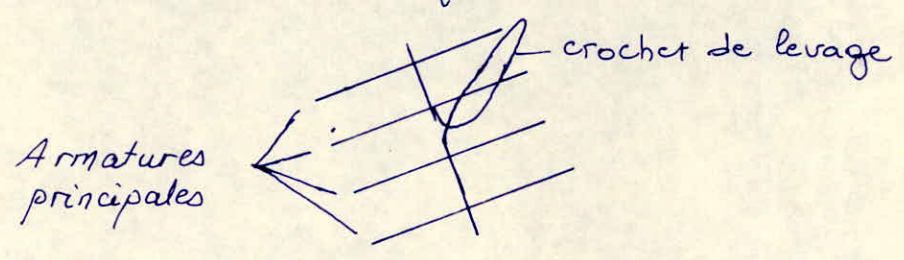


Si on choisit une bande de treillis soudés ; Celle ci doit reprendre à la règle des 3 soudures (Article 3.1 : CCBA 68) ce qui devra correspondre pour notre cas de figure à 2 mailles ; on choisit un treillis soudé 5x5/200x200

$l_d = 40 \text{ cm}$



Disposition du crochet de levage :-



B// PLANCHER ETAGE COURANT (dalle pleine) :-

Le coffrage tunnel permet de coffrer simultanément les murs porteurs (voiles) et les planchers.

Panneaux :- Il existe 3 types de panneaux.

- panneaux appuyés sur 3 cotés :
- panneaux appuyés sur 4 cotés
- panneaux appuyés sur 3 ou 4 cotés et comportant des ouvertures

Les planchers seront calculés à l'aide des tables de R. BARÉS dont l'étape de calcul est la suivante

Etape de calcul :-

(*) on détermine $\gamma = \frac{a}{b}$

(*) le coefficient de poisson $\mu = 0,15$ pour le béton armé.

(*) on tire du tableau correspondant au type de charges les valeurs

w_s : Coefficient de fleche au milieu de la dalle.

w_{bs} : " " " " " du bord libre

m_{xs} : Coefficient de moment dans la direction x au milieu de la dalle

m_{ys} : Coefficient de moment dans la direction y au milieu de la dalle.

$$\Rightarrow M_x = m_{xs} \cdot q a^2$$

$$M_y = m_{ys} \cdot q b^2$$

M_{ys} : Coefficient de moment dans la direction y au milieu du bord libre.

$$M_x = \mu \cdot M_y$$

Calcul des efforts :

la charge du plancher par unité d'air revenant à la terrasse

$$G+1,2P = 0,748 + 1,2(0,1) = 0,868 \text{ t/m}^2$$

la charge du plancher par unité d'air revenant à l'étage courant :

$$G+1,2P = 0,64 + 1,2(0,3) = 1 \text{ t/m}^2 \text{ (surcharges de la Loggia)}$$

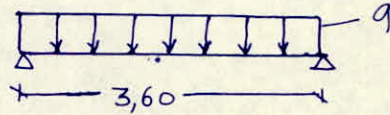
on prend donc la charge $q = 1 \text{ t/m}^2$ qui est la plus défavorable ; pour les dalles comportant Loggia et se choir

Poutre noyée au bord de la loggia

- poids par ml du garde corps : 0,70 t/ml
- poids par ml de la poutre : $1 \times 0,30 = 0,30$ t/ml

poids total : $q = 1$ t/ml

Schema statique



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1 \times \frac{3,60^2}{8} = 1,62 \text{ t.m}$$

$$M_a = -0,50 M_0 = -0,81 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,65 M_0 = 1,05 \text{ t.m}$$

- en travée

$$\mu = \frac{15 \times 1,05 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 14^2} = 0,0956 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8764 \\ K = 25,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 109,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

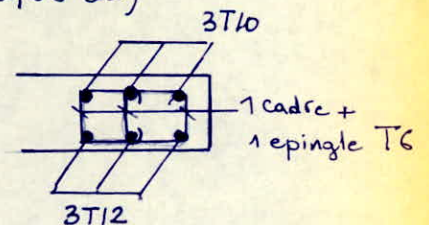
$$A = \frac{1,05 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8764 \times 14} = 3,05 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T12 \text{ (} 3,39 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- sur appui

$$\mu = \frac{15 \times 0,81 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 14^2} = 0,0738 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,889 \\ K = 30,05 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 93 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 2,32 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T10 \text{ (} 2,36 \text{ cm}^2 \text{)}$$



Calcul des Panneaux

calcul des flèches et des Moments :

$$\text{-flèches} \begin{cases} f_s = w_s \cdot \frac{q a^4}{E h^3} \\ f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q a^4}{E h^3} \text{ (au bord)} \end{cases}$$

$$\text{-moments} \begin{cases} M_{xs} = m_{xs} \cdot q \cdot a^2 \\ M_{ys} = m_{ys} \cdot q \cdot b^2 \\ M_{yqs} = m_{yqs} \cdot q \cdot b^2 \end{cases}$$

$$E = 21000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 21000 \sqrt{1,2 \times 270} = 126000 \text{ bars} = 128394 \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$$

Les résultats des coefficients ; des moments ; des fleches sont donnés dans le tableau suivant :

| Panneaux | γ | w_s f_s | w_{bs} f_{bs} | m_{xs} M_{xs} | m_{ys} M_{ys} | m_{y45} M_{y45} | $M_{x45} = \mu M_{y45}$ |
|----------|----------|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------------|-------------------------|
| 1 | 1,093 | 0,0723 0,14 | 0,1055 0,20 | 0,0269 244,66 | 0,0796 621,83 | 0,1151 899 | 135 |
| 3 | 1,583 | 0,0209 0,26 | 0,0271 0,20 | 0,0117 263,98 | 0,1012 910,8 | 0,1273 1145 | 171 |
| 5 | 1,63 | 0,0195 0,18 | 0,0252 0,23 | 0,0111 230,39 | 0,1024 799,95 | 0,1277 997,59 | 149 |
| 6 | 0,615 | — | — | 0,0837 289,17 | 0,0140 127,92 | — | — |

Ces valeurs sont valables pour des dalles simplement appuyées sur leur pourtour. On prendra des valeurs forfaitaires pour les Moments réels :

• en travée :

• sur appui : $M_{ax} = 0,50 M_{xs}$ $M_{ay} = 0,50 M_{ys}$.

ferraillage :

(*) Panneau (1) :

Sens (x) : $M_{0x} = 899 \text{ kg.m} = M_{y45}$
 $M_t = 0,85 M_0 = 764 \text{ kg.m}$
 $M_a = 0,50 M_0 = 449,5 \text{ kg.m}$

- en travée

$$d = 1 \text{ cm} \Rightarrow h = 16 - \left(1 + \frac{0,8}{2}\right) = 14,6 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 76400}{2800 \times 100 \times 14,6^2} = 0,0192 \rightarrow \epsilon = 0,93913$$

$K = 67$

$$A = \frac{76400}{2800 \times 0,93913 \times 14,6} = 1,99 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ T8/ml } (2,01 \text{ cm}^2)$$

- sur appui

$$\mu = \frac{15 \times 44950}{2800 \times 100 \times 14,6^2} = 0,0113 \rightarrow \epsilon = 0,9524$$

$K = 90$

$$A = \frac{44950}{2800 \times 0,9524 \times 14,6} = 1,15 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T6/ml } (1,41 \text{ cm}^2)$$

Sens (y) : $M_{oy} = 244,66 \text{ Kg.m}$
 $M_t = 0,9 M_o = 220 \text{ Kg.m}$
 $M_a = 0,50 M_o = 122 \text{ Kg.m}$

- en travée : $h = 14,3 \text{ cm}$

$$\mu = 0,0057 \rightarrow \varepsilon = 0,9655$$

$$K = 130$$

$A = 0,56 \text{ cm}^2$ cette section étant très faible ; on prendra une section
 $A = \max (A_{calculé} ; A_{min})$

d'après C.C.B.A 68 $A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} \left(\frac{1+f}{4} \right)$

$$A \geq 0,69 \times 100 \times 14,3 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+3/3,28}{4} \right) = 0,66 \text{ cm}^2$$

On prendra $A_{min} = 0,66 \text{ cm}^2$ soit 4 T6 / ml ($\neq 1,13 \text{ cm}^2$)

- sur appui : $h = 14,3 \text{ cm}$

$$\mu = 0,0032 \rightarrow \varepsilon = 0,9742$$

$$K = 178$$

$A = 0,31 \text{ cm}^2$; On considèrera donc $A = \max (A_{calculé} ; A_{min})$

$A_{min} = 0,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0,66 \text{ cm}^2$ soit 4 T6 / ml

(**) Panneau (3)

Il est le plus sollicité des panneaux de m dimensions

Sens (x) : $M_{ox} = 1145 \text{ Kg.m}$
 $M_t = 0,85 M_o = 973 \text{ Kg.m}$
 $M_a = 0,50 M_o = 572,5 \text{ ''}$

- en travée :

$$\mu = 0,02445 \rightarrow \varepsilon = 0,9320$$

$$K = 58,5$$

$$\sigma'_b = 47,86 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 5T8 / \text{ml} (2,51 \text{ cm}^2)$$

- sur appui :

$$\mu = 0,0144 \rightarrow \varepsilon = 0,9466$$

$$K = 78,75$$

$$\sigma'_b = 35,5 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 1,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 6T6 / \text{ml} (1,70 \text{ cm}^2)$$

Sens (y) : $M_{oy} = 263,98 \text{ Kg.m}$
 $M_t = 0,9 M_o = 237,58 \text{ Kg.m}$
 $M_a = 0,50 M_o = 132 \text{ Kg.m}$

- en travée :

$$h = 13,9 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,00658 \rightarrow \epsilon = 0,9633$$

$$K = 122$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{122} = 22,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ on prendra donc } 4 \text{ T6/ml } (1,13 \text{ cm}^2)$$

- Sur appui :

On prendra aussi 4 T6 / ml

(***) Panneau (4)

$$\rho = \frac{3}{9,48} = 0,3 < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte dans un sens (sens x)}$$

elle se calcule comme une poutre par

$$M_{0x} = q \frac{l^2}{8} = 1000 \times \frac{3,60^2}{8} = 1620 \text{ Kg.m}$$

mètre de largeur.

Sens (x)

$$M_t = 0,8 M_0 = 1296 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = -0,4 M_0 = -648 \text{ Kg.m}$$

- en travée :

$$\mu = \frac{15 \times 129600}{2800 \times 100 \times 14,6^2} = 0,03257 \rightarrow \epsilon = 0,92243$$

$$K = 49,4$$

$$A = 3,43 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ T8 / ml } (3,51 \text{ cm}^2)$$

- Sur appui :

$$h = 14,6 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0163 \rightarrow \epsilon = 0,9435$$

$$K = 73,5$$

$$\sigma_b' = 38 < \bar{\sigma}_b' = 137$$

$$A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4 \text{ T8 / ml } (2,01 \text{ cm}^2)$$

Sens (y) :

dans ce sens on prévoit des armatures de répartition

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{3,51}{4} < A_r < \frac{3,51}{2} \Rightarrow 0,87 < A_r < 1,75$$

$$\text{soit } 4 \text{ T6 / ml } (1,13 \text{ cm}^2)$$

(****) Panneau (8)

ce panneau repose sur 4 côtés. $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,448 > 0,4$; la dalle porte dans 2 sens. On calculera les efforts d'après le CCBA 68

$$\rho = 0,448 \rightarrow \mu_x = 0,10416$$

$$\mu_y = 0,2842$$

sens de la petite portée : $M_{x0} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
" grande portée : $M_{y0} = \mu_y \cdot M_x$

$p = 868 \text{ kg/m}^2$
 $\Rightarrow M_{x0} = 0,10416 \times 868 \times 2,90^2 = 760,35 \text{ kg.m}$
 $M_{y0} = 0,2842 \times 760,35 = 216,09 \text{ kg.m}$

Sens(x) : $M_x = 0,75 M_{x0} = 0,75 \times 760,35 = 570,26 \text{ (kg.m)}$
 $M_a = 0,50 M_{x0} = 380,17 \text{ kg.m}$
- en travée
 $\mu = 0,0143 \rightarrow E = 0,9468$
 $K = 79$

$\sigma_b' = \frac{2800}{K} = \frac{2800}{79} = 35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137$
 $A = 1,47 \text{ cm}^2$ soit 6TG/ml (1,70 cm²)
- sur appui
 $\mu = 0,0095 \rightarrow E = 0,9561$
 $K = 99$
 $\sigma_b' = 28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$
 $A = 0,97 \text{ cm}^2$ soit 5TG/ml (1,41 cm²).

Sens(y) : $M_y = 0,75 M_{y0} = 0,75 \times 216,09 = 162,06 \text{ kg.m}$
 $M_a = 0,50 M_{y0} = 108 \text{ kg.m}$
- en travée
 $h = 14,1 \text{ cm}$
 $\mu = 0,0043 \rightarrow E = 0,9701$
 $K = 152$
 $\sigma_b' = 18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$
 $A = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4TG/ml (1,13 cm²)
- sur appui
 $M_a < M_t \Rightarrow A_a < A_t$: on prendra 4TG/ml.

(*****) Panneau (6)

ce panneau appartient uniquement à la terrasse ; il est soumis à $q = 868 \text{ kg/m}^2$ + charge provenant de l'ascenseur

charge d'ascenseur = 2t. ; on se supposant que cette charge se répartit uniformément sur la dalle on aura.
 $q = 868 + 480,77 = 1348,77 \text{ kg/m}^2$
cette dalle repose sur 4 côtés

Sens(x) : $M_0 = 289,17 \text{ (kg.m)}$
 $M_t = 0,75 M_0 = 217 \text{ kg.m}$
 $M_a = 0,5 M_0 = 144,58 \text{ kg.m}$

- en travée :

$$\mu = 0,00545 \rightarrow E = 0,9663$$

$$\sigma'_b = 20,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad K = 134$$

$$A = 0,55 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4TG / ml (1,13 cm}^2\text{)}.$$

- sur appui

On prendra aussi 4TG / ml

sens(y) :

$$M_0 = 127,92 \text{ (kg.m)}$$

$$M_a = 0,50 M_0 = 63,96 \text{ (kg.m)}$$

$$M_b = 0,85 M_0 = 108,73 \text{ (kg.m)}$$

- en travée : 4TG / ml

- sur appui : 4TG / ml

dalle palier (la dalle d'escalier)

cette dalle est partiellement ancrée sur 3 côtés, et libre sur l'autre.
Les efforts seront calculés par les tables de BARES.

$$j = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,50}{3} = 0,50 \rightarrow \begin{cases} w_s = 0,6529 \\ w_{bs} = 1,1539 \\ m_{xs} = 0,0832 \\ m_{ys} = 0,0341 \\ m_{yas} = 0,0575 \end{cases}$$

$$q = 1,12 \text{ t/m}^2$$

- flèche au milieu :

$$0,6529 \times \frac{q a^4}{E h^3} = \frac{0,6529 \times 1120 \times 150^4 \times 10^{-4}}{128394 \times 16^3} = 7,04 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

- flèche au bord :

$$f_{bs} = 0,12 \text{ cm.}$$

- Calcul des Moments :

au milieu :

$$M_{x0} = m_{xs} \cdot q \cdot a^2 = 0,0832 \times 1120 \times 1,50^2 = 20966,40 \text{ kg.cm}$$

$$M_{y0} = m_{ys} \cdot q \cdot b^2 = 0,0341 \times 1120 \times 3,00^2 = 34372,80 \text{ kg.cm}$$

au bord :

$$M_{yb} = m_{ys} \cdot q \cdot b^2 = 0,0575 \times 1120 \times 3,00^2 = 57960 \text{ kg.cm}$$

$$M_{xb} = -\mu M_{yb} = -0,15 \times 57960 = -8694 \text{ kg.cm}$$

ferraillage :

sens(x) :

- en travée

$$M_x = 0,9 M_{x0} = 18869,76 \text{ kg.cm}$$

$$h = 14,6 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,00474 \rightarrow E = 0,96872$$

$$K = 145$$

$$A = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on prendra 4TG / ml (1,31 cm}^2\text{)}$$

- sur appui

$$M_{xa} = 0,5 M_{xo} = 10483,2 \text{ Kg. cm}$$

$$h = 14,7 \text{ cm}$$

on prendra aussi 4T6 /ml

seus (y)

- entravée $M_y = 0,85 M_{yb} = 0,85 \times 57960 = 49266 \text{ Kg.cm}$
 $h = 14,1 \text{ cm}$

$$u = 0,0132 \rightarrow \epsilon = 0,9488$$

$$K = 82,75$$

$$\sigma'_b = 33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml. soit 5T6/ml (1,41 cm}^2)$$

- sur appui

On prend 4T6 /ml

Verification à la fissuration:

cette verification est valable pour tous les panneaux.

$$d = d_{\max} = 8 \text{ mm.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{d}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 3165 \text{ Kg/cm}^2 >$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

La fissuration est verifiée.

Condition de non fragilité:

$$\text{d'après le C.C.B.A 68 : } A_x \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} \cdot \frac{2-\beta}{2}$$

$$A_y \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}} \left(\frac{1+\beta}{4} \right)$$

Panneau(1) :

$$A_x \geq 0,69 \times 100 \times 14,6 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-0,915}{2} \right) = 0,76 \text{ cm}^2 \text{ (Verifié)}$$

$$A_y \geq 0,66 \text{ cm}^2 \text{ (Verifié)}$$

Panneau(3)

$$A_x \geq 0,69 \times 100 \times 14,6 \times \frac{5,9}{4200} \left[\frac{2-0,631}{2} \right] = 0,96 \text{ cm}^2 \text{ (Verifié)}$$

$$A_y \geq 0,69 \times 100 \times 13,9 \times \frac{5,9}{4200} \left[\frac{1+0,631}{4} \right] = 0,54 \text{ cm}^2 \text{ (Verifié)}$$

Panneau(4)

$$A_x \geq 0,69 \times 100 \times 14,6 \times \frac{5,9}{4200} = 1,41 \text{ cm}^2 = \text{ (Verifié)}$$

Panneau (6)

$$A_x \geq 0,69 \times 100 \times 14,6 \times \frac{5,9}{4200} \left[\frac{2 - \frac{1,60}{2,60}}{2} \right] = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

$$A_y \geq \frac{0,98}{14,6} \times 14,1 = 0,94 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

Panneau (8)

$$A_x \geq 0,69 \times 100 \times 14,6 \times \frac{5,9}{4200} \left[\frac{2 - 0,448}{2} \right] = 1,09 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

$$A_y \geq \frac{1,09}{14,6} \times 14,1 = 1,05 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

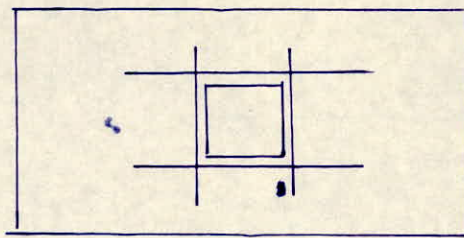
dalle palière :

$$A_x \geq 0,69 \times 100 \times 14,6 \times \frac{5,9}{4200} \times \left(\frac{2 - 0,15}{2} \right) = 1,06 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

$$A_y \geq 1,02 \text{ cm}^2 \text{ (verifié)}$$

- Remarque :

si la dalle comporte une ouverture et si celle-ci est supérieure à l'espacement des armatures de la dalle ; on renforcera les extrémités de l'ouverture par des barres droites ayant le même ϕ que le diamètre des armatures se situant dans l'endroit de l'ouverture.



ETUDE AU VENT

I/ Généralités :-

Quand la vitesse du vent atteint son état critique ; son régime passe du laminaire au turbulent, ce qui a pour effet de lui donner un mode vibratoire et de ce fait la construction vibre avec une certaine fréquence.

quand la période qui est dû au vent se confond avec la période propre de la construction ; il y a risque de résonance qui conduit à une aggravation des déformations, et par suite des oscillations donc le coefficient de majoration dynamique β prend compte avec ces effets dynamiques s'ajoutent des effets statiques du vent.

Données :- de bâtiment est situé en région II
donc la pression dynamique de base est :-

- pour un vent normal : $q_{10}^N = 70 \text{ daN/m}^2$

- pour un vent extrême : $q_{10}^e = 1,75 q_{10}^N = 122,5 \text{ daN/m}^2$

II/ Action du Vent :-

pour un vent transversal (il est perpendiculaire à la grande face l'action de celui-ci sur les 4 faces d'une construction admet une résultante géométrique R dont la direction n'est pas la même que celle du vent ; cette résultante admet 3 composantes

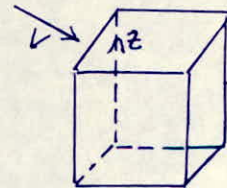
- la force de traînée T (parallèle à Ox), de même direction que le vent dans un plan horizontal ; elle a pour but de provoquer l'entraînement et le renversement de la construction.

- la force de dérive L (parallèle à Oy) ; elle est perpendiculaire à T dans le plan horizontal, et elle provoque les mêmes effets que ceux de T

- la portance U (parallèle à Oz) de direction verticale ascendante ayant pour effet le soulèvement et éventuellement le renversement de la construction

en définitive on aura :

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$



II.2 : Détermination de la traînée T :

C'est la force la plus prépondérante ; donc c'est elle qui conditionne le dimensionnement de la construction au contreventement, Notre

Notre Construction possède la forme d'un rectangle, en plan dont les dimensions sont :-
a = 24,10 m
b = 18,30 m

h = 29,65 m (hauteur au dessus du sol)
On remarque bien que h = 29,65 m < 30 m donc les règles simplifiées de NV 65 III. 2.9 sont applicables

$$T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$$

les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction et sont données par la formule :-

$$q = (46 + 0,7h) k_r \cdot k_s \quad [daN/m^2]$$

Région (II) :
k_r = 1,40 (pour une pression normale)
k_s = 1,3 (pour un site exposé)
h = 29,65 m

$$\Rightarrow q_n = (46 + 0,7 \times 29,65) \times 1,40 \times 1,3 = 121,49 \text{ daN/m}^2$$

Cette pression dynamique doit être affectée d'un coefficient de réduction S donné par la figure R III. 9 (NV 65)

$$h = 29,65 \text{ m} \Rightarrow S = 0,77$$

$$\text{d'où } S q_n = 0,77 \times 121,49 = 93,54 \text{ daN/m}^2$$

b// Coefficient de traînée C_t :-

Ce coefficient depend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et de son élancement ; notre ouvrage est prismatique à base rectangulaire avec toiture - terrasse les règles NV 65 le fixe à 1,3 γ₀ = C_t

γ₀ est lu sur le diagramme R III. 5 NV 65 en fonction de λ

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{29,65}{24,10} = 1,23$$

$$\Rightarrow \gamma_0 = 1 \Rightarrow C_t = 1,3 \times 1 = 1,3$$

$$\frac{b}{a} = 0,76$$

c// Coefficient de majoration dynamique β :-

Il est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage, il est fonction de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré

$$\beta = 0(1 + \xi \tau) \geq 1$$

$$T_E = 0,388 \text{ (s)}$$

$$T_L = 0,508 \text{ (s)}$$

le coefficient ξ est donné en fonction de la période T R III. 3 NV 65

$$T_E = 0,388 \text{ (s)} \Rightarrow \xi = 0,25 \text{ (B.I à densité normale de paroi en B.A)}$$

le coefficient de pulsation γ est calculé à chaque niveau.

$h = 29,65 \text{ m} \Rightarrow \xi = 0,331$

$\theta = 0,7 + 0,01(H-30)$; pour $H \leq 30 \text{ m} \Rightarrow \theta = 0,7$

$\Rightarrow \beta = \theta(1 + \xi \xi) = 0,7(1 + 0,25 \cdot 0,331) = 0,75 < 1 \Rightarrow \beta = 1$

d// Coefficient de dimension δ :-

Ce Coefficient rend compte de l'effet de dimension de l'Ouvrage. La figure RIII.2 des regles NV 65 le donne en fonction du niveau H Considere

$H = 29,65 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,77$ (trouvé auparavant)

e// Largeur du maitre couple :-

Dans notre cas : $d = a = 24,10 \text{ (m)}$
d'où l'effort de trainée est :-

$T = C_e \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d = 1,3 \times 1 \times 0,77 \times 121,49 \times 24,10 = 2930,83 \text{ dan/m}^2$

II.3 Calcul de L'effort de derive L :-

La force de derive L prend en compte, l'Action du tourbillon de Karman qui provoquent des vibrations dans la direction L au vent, mais ces vibrations n'apparaissent que pour des vitesses approximativement faibles ($v \leq 25 \text{ m/s}$). Dans l'Etude dynamique on a determine la periode propre du Batiment dans le sens longitudinal par la methode de Rayleigh

$T_p = 0,508 \text{ (s)}$

le calcul de la vitesse critique est donnee par la theorie de Karman qui montre que la periode des tourbillons est donnee par :-

$T_k = \frac{d}{S \cdot V}$

- V: la vitesse du vent
- d: la largeur du maitre couple = 24,10
- S: nombre de stroual; fonction de la rugosite des surfaces; de la forme de la construction et de la viscosite du fluide. $S = (0,25 \div 0,30)$

Il y a resonance q^d $T = T_k$

$\Leftrightarrow V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$

T: la periode propre de vibration de la construction

$\Rightarrow V_{cr} = \frac{24,10}{0,30 \times 0,388} = 207,04 \text{ m/s}$

On remarque bien que la vitesse critique depasse largement la vitesse de 25 m/s donc il est inutile de faire un calcul a la resonance et de calculer la derive L (Voir Annexe 8) NV 65

II.4 Calcul de L'effort de portance U :-

$U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$

a// Coefficient de portance C_u :- $C_u = C_i - C_e$

C_i : Coefficient de surpression interieur sur la terrasse

Constructions fermées
les parois ont des permeabilités $\mu \leq 5$ } $\Rightarrow C_i = 0,6(1,8 - C_e) = 0,6(1,8 - 1,3)$
Region (II) $\Rightarrow C_i = 0,6(1,8 - 1,3 \cdot 1)$

$$\text{donc } C_u = C_i - C_e = 0,3 - (-0,5) = +0,8 \quad \Rightarrow C_i = 0,3$$

C_e : Coefficient de depression exterieur sur la terrasse.
la figure R III.6 (NV65) donne :-

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,5$$

$$\Rightarrow C_u = +0,8$$

- b// Coefficient de dimension S :-

Il a été trouvé auparavant : $S = 0,77$

- c// Pression du Vent :-

$$H = 29,65 \text{ (m)} \quad ; \quad a = 24,10 \text{ m}$$

$$q = 121,49 \text{ dan/m}^2 \text{ (cette valeur a été trouvée précédemment)}$$

- d// Aire de la toiture terrasse :-

S_u : Aire de la projection Horizontale de la terrasse)
 $S_u = 370,749 \text{ m}^2$

$$\text{d'où on aura :- } U_n = C_u s q S_u = 0,8 \times (0,77) \times 121,49 \times 370,749$$

$$\Rightarrow U_n = 27746 \text{ dan/m}^2$$

$$U_e = 1,75 (U_n) = 1,75 \times 27746 = 48555,5 \text{ dan/m}^2$$

On doit vérifier que $G \geq U_e$ ($G = 5236 \text{ (t)}$)
ce qui est largement suffisant dans notre cas. Donc il n'y a pas lieu d'en tenir compte dans les calculs, car il n'y a pas risque de soulèvement.

III. Vent Longitudinal :-

On Applique le même processus que pour le vent transversal.

III.1 Effort de trainée :-

$$C_t = 1,3 \gamma_0 \quad ; \quad \text{avec } \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{29,65}{18,30} = 1,62$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \frac{b}{a} = \frac{18,30}{24,10} = 0,76 \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

$$\Rightarrow C_t = 1,3$$

$$T_f = 0,508 \text{ (s)} \text{ [étude dynamique]} \Rightarrow \xi = 0,3$$

$$h = 29,65 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,331$$

$$\text{et } \theta = 0,7 \quad \left. \vphantom{h = 29,65 \text{ m}} \right\} \text{ idem que pour le vent transversal}$$

$$\Rightarrow \beta = \theta(1 + \xi) = 0,7(1 + 0,3 \times 0,331) = 0,76 < 1 \Rightarrow \beta = 1$$

$$h = 29,65 \text{ (m)} \Rightarrow \delta = 0,77$$

$$d = b = 18,30 \text{ m} \quad (\text{maître couple})$$

$$S_{q_n} = 93,54 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{idem que pour le vent transversal})$$

$$\Rightarrow T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d = 1,3 \times 1 \times 0,77 \times 121,49 \times 18,30 = 2225,49 \text{ daN/m}^2$$

III.2 Effort de dérive :-

$$T_e = 0,508 \text{ (A)} \Rightarrow v_{cr} = \frac{18,30}{0,30 \times 0,508} = 120 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s} \Rightarrow \text{pas de calcul de L}$$

III.3 Effort de portance U :-

$$C_u = C_i - C_e ; \quad \text{avec } C_i = 0,6(1,8 - 1,3 \times \alpha) = 0,6(1,8 - 1,3 \times 1) = +0,3$$

$$\text{et } C_e = -0,5$$

$$\Rightarrow C_u = +0,3 - (-0,5) = +0,8$$

$$\text{d'où } U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u = +0,8 \times 0,77 \times 121,49 \times 370,749 = 27746 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{et } U_e = 1,75 \quad U_n = 1,75 \times 27746 = 48555,5 \text{ daN/m}^2$$

\Rightarrow on tire la même conclusion que celle du vent transversal.

Les résultats des forces de traînée des différents niveaux de notre B^I sont donnés sous forme de tableau pour le vent longitudinal et pour le vent transversal.

vent longitudinal (force de trainée à \neq niveaux)

| niveau (m) | C_t | ξ | ξ | θ | β | δ | k_s | q_n [dan/m ²] | δq_n | d [m] | Vent normal T_n [dan/m ²] | Vent extreme T_e [dan/m ²] |
|------------|-------|-------|-------|----------|---------|----------|-------|-----------------------------|--------------|---------|---|--|
| 29,65 | 1,3 | 0,3 | 0,331 | 0,7 | 1 | 0,77 | 1,3 | 121,49 | 93,54 | 18,30 | 2225,49 | 3894,61 |
| 28 | " | " | " | " | " | " | " | 119,39 | 91,93 | " | 2187,02 | 3827,28 |
| 24 | " | " | 0,34 | " | " | " | " | 114,29 | 88 | " | 2093,59 | 3663,78 |
| 20 | " | " | 0,345 | " | " | " | " | 109,2 | 84,08 | " | 2000,35 | 3500,61 |
| 16 | " | " | 0,352 | " | " | " | " | 104,10 | 80,15 | " | 1906,93 | 3337,12 |
| 12 | " | " | 0,358 | " | " | " | " | 99 | 76,23 | " | 1813,51 | 3173,64 |
| 8 | " | " | 0,36 | " | " | " | " | 93,91 | 72,31 | " | 1720,27 | 3010,47 |
| 4 | " | " | " | " | " | " | " | 88,82 | 68,39 | " | 1627,03 | 2847,3 |
| 0 | " | " | " | " | " | " | " | 83,72 | 64,46 | " | 1533,6 | 2683,8 |

vent transversal (force de trainée à \neq niveaux)

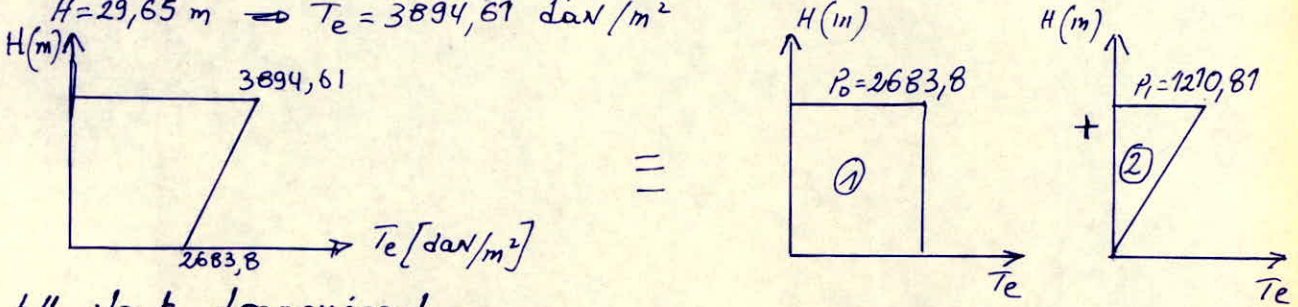
| niveau (m) | C_t | ξ | ξ | θ | β | δ | k_s | q_n [dan/m ²] | δq_n | d [m] | Vent normal T_n [dan/m ²] | Vent extreme T_e [dan/m ²] |
|------------|-------|-------|-------|----------|---------|----------|-------|-----------------------------|--------------|---------|---|--|
| 29,65 | 1,3 | 0,25 | 0,331 | 0,7 | 1 | 0,77 | 1,3 | 121,49 | 93,54 | 24,10 | 2930,83 | 5128,95 |
| 28 | " | " | 0,331 | " | " | " | " | 119,39 | 91,93 | " | 2880,17 | 5040,29 |
| 24 | " | " | 0,34 | " | " | " | " | 114,29 | 88 | " | 2757,14 | 4824,99 |
| 20 | " | " | 0,345 | " | " | " | " | 109,2 | 84,08 | " | 2634,35 | 4610,11 |
| 16 | " | " | 0,352 | " | " | " | " | 104,10 | 80,15 | " | 2511,32 | 4394,81 |
| 12 | " | " | 0,358 | " | " | " | " | 99 | 76,23 | " | 2388,28 | 4179,49 |
| 8 | " | " | 0,36 | " | " | " | " | 93,91 | 72,31 | " | 2265,49 | 3964,60 |
| 4 | " | " | " | " | " | " | " | 88,82 | 68,39 | " | 2142,7 | 3749,72 |
| 0 | " | " | " | " | " | " | " | 83,72 | 64,46 | " | 2019,67 | 3534,42 |

Diagramme :-

Le diagramme donnant T_e en fonction de H peut être remplacé par un diagramme trapezoidal equivalent.

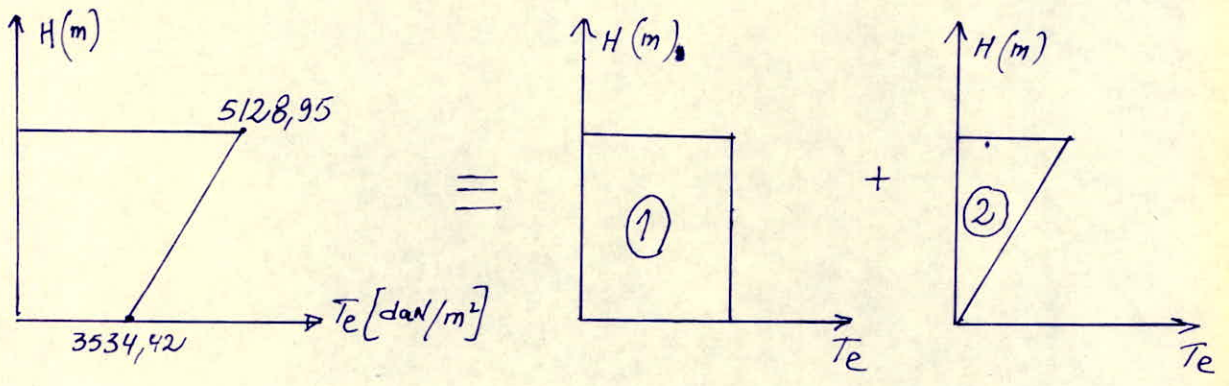
- a// Vent Longitudinal.

$H=0 \Rightarrow T_e = 2683,8 \text{ dan/m}^2$
 $H=29,65 \text{ m} \Rightarrow T_e = 3894,61 \text{ dan/m}^2$



- b// Vent transversal ..

$H=29,65 \Rightarrow T_e = 5128,95 \text{ dan/m}^2$
 $H=0 \text{ m} \Rightarrow T_e = 3534,42 \text{ dan/m}^2$



- a// Vent Longitudinal

Diagramme (1) $\Rightarrow \begin{cases} H_{e1} = P_0 \cdot H = 2,683 \cdot 10^3 \times 29,65 = 79,574 \cdot 10^3 \text{ dan/ml} \\ M_{e1} = H_{e1} \cdot \frac{H}{2} = 79,574 \cdot 10^3 \cdot \frac{29,65}{2} = 1179,68 \cdot 10^3 \text{ (dan.m)} \end{cases}$

Diagramme (2) $\Rightarrow \begin{cases} H_{e2} = 1210,81 \cdot \frac{29,65}{2} = 17950,25 \text{ dan/ml} \\ \approx 17,95 \cdot 10^3 \\ M_{e2} = H_{e2} \cdot \frac{2}{3} H = 17,95 \cdot 10^3 \cdot \frac{2}{3} (29,65) = 354,81 \cdot 10^3 \text{ (dan.m)} \end{cases}$

TOTAL :-

$\parallel H_e = 97,524 \cdot 10^3 \text{ dan/ml}$
 $\parallel M_e = 1534,49 \cdot 10^3 \text{ dan.m}$

-6// Vent transversal :-

$$\text{Diagramme (1)} \Rightarrow \begin{cases} He_1 = P_0 \cdot H = 3534,42 \times 29,65 = 104,79 \cdot 10^3 \text{ dan/ml} \\ Me_1 = He_1 \cdot \frac{H}{2} = 104,79 \cdot 10^3 \cdot \frac{29,65}{2} = 1553,5 \cdot 10^3 \text{ dan.m} \end{cases}$$

$$\text{Diagramme (2)} \Rightarrow \begin{cases} He_2 = P_1 \cdot \frac{H}{2} = 1594,53 \times \frac{29,65}{2} = 23,64 \cdot 10^3 \text{ dan/ml} \\ Me_2 = He_2 \cdot \frac{2}{3} H = 23,64 \cdot 10^3 \times \frac{2}{3} \times 29,65 = 467,28 \cdot 10^3 \text{ (dan.m)} \end{cases}$$

$$\text{TOTAL} \therefore \begin{cases} He = 128,43 \cdot 10^3 \text{ dan/ml} \\ Me = 2020,78 \cdot 10^3 \text{ dan.m} \end{cases}$$

ETUDE DYNAMIQUE

I// Introduction :-

Quand une structure est soumise à une excitation variable au cours du temps ; elle effectue tout d'abord une série d'oscillations forcées et ceci tant que dure l'excitation

et dès que ces oscillations ont pris fin ; ils leur succèdent des oscillations libres qui finissent par s'amortir rapidement.

Dans notre cas, on suppose que notre structure est élastique (c.à.d que les déformations sont proportionnelles aux sollicitations) et linéaire.

II// Modélisation :-

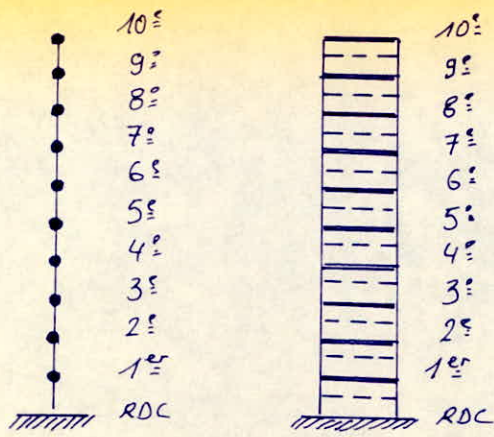
La détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, est une phase essentielle pour l'étude de la réponse à une secousse sismique.

Donc pour avoir une meilleure approximation possible dans les calculs, on a intérêt à choisir un modèle mathématique qui est proche du système réel.

Pour cela, on suppose que les planchers de notre B^T sont indéformables dans leurs plans, et que les masses des étages courants sont concentrées aux nœuds (c.à.d au niveau du centre de gravité de chaque plancher). On se ramène ainsi à un système à un nombre fini de degré de liberté.

Pour un séisme dans une direction horizontale les modes propres excités correspondent en générale à des déplacements verticaux faible par rapport aux déplacements horizontaux on n'introduit donc pas d'erreur notable en concentrant aux nœuds principaux la masse des planchers.

Et en négligeant aussi les effets de rotation des masses autour d'axes horizontaux et verticaux, on aboutit à un schéma dans lequel la structure est représentée sous la forme de masses effectuant des translations horizontales de système présente alors autant de d.d.l que de masses
(n : d.d.l)



III // Calcul du 1^{er} mode de vibration :-

pour le calcul de la période du 1^{er} mode de vibration on peut soit utiliser les formules forfaitaires données par les règles P.S. 69 (Etude statique) ; soit effectuer un calcul dynamique, en employant la méthode de Ray - Leigh.

- Méthode de Ray - Leigh :-

C'est une méthode de calcul approchée ; elle ramène l'étude de la structure réelle à une structure me possédant qu'un seul degré de liberté ; elle est utilisée essentiellement pour trouver la période du 1^{er} mode de vibration.

Cette méthode repose sur le principe de Conservation de l'énergie (L'énergie totale d'un système non amorti et Libre de se mouvoir est Constante)

$$E = E_c + E_p$$

Pour la détermination de la période du 1^{er} mode de vibration, on va considérer le mode fondamental et on suppose que les vibrations de toutes les masses soient en phase.

Le déplacement de la i^{ème} masse :-

$$x_i = A_i \cdot \sin(\omega t + \varphi)$$

donc la vitesse de la i^{ème} masse est donnée :-

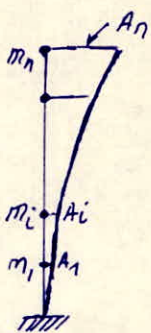
$$v_i = A_i \omega \cos(\omega t + \varphi)$$

L'énergie cinétique du système est donnée par :

$$E_c = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n m_i v_i^2$$

avec $v_i = \omega \cdot A_i \Rightarrow E_c = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n m_i \cdot \omega^2 \cdot A_i^2$

d'où : $E_c = \frac{\omega^2}{2} \sum_{i=1}^n m_i A_i^2$



- quand les déviations des masses de la position d'équilibre sont maximales l'énergie cinétique s'annule, mais dans ce cas l'énergie potentielle est maximale.

$$E_p = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n P_i A_i$$

à partir de la conservation de l'énergie, on a :-

$$E_c = E_p \Rightarrow \frac{\omega^2}{2} \sum_{i=1}^n m_i A_i^2 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n P_i A_i$$

$$\Rightarrow \omega^2 = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n m_i A_i^2} = \frac{2E_p}{\sum_{i=1}^n m_i A_i^2}$$

pour établir une formule approchée on suppose que la déformée est linéaire à celle obtenue ; on applique une force unitaire au sommet du système ; où l'on prend pour déplacements A_i ; les déplacements x_i ; en imaginant des forces statiques horizontales au niveau de chaque masse ayant pour valeur $P_i = m_i g$

on trouve :-

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i}{g \sum_{i=1}^n m_i x_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}}$$

les déplacements statiques déterminés sont :-

$$x_i = \sum_{j=1}^n P_j \delta_{ij}$$

avec :

δ_{ij} :- étant le déplacement en j ; d'une force unitaire appliquée en i

et : $\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2EI} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \rightarrow$ d'après RDM.

en plus $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ (Théorème de Maxwell)

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 :-

- a// on calcul le coefficient adimensionnel $e = \frac{x_{0j}}{x_{0n}}$
 x_{0n} : flèche au sommet de la Courbe.

- b// la première correction consiste à calculer une nouvelle force F

$F_{1j} = e_{1j} P_j$ 1: correspond à la 1^{ère} correction
j: côté à laquelle on veut avoir e ou F

- c// avec les nouvelles forces ; on calcul les déplacements x_{1j}

$x_{1j} = \sum_{i=1}^n F_{1i} \delta_{ij}$
on calcul $e_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$

- b'// la 2^{ème} correction consiste à calculer une nouvelle force.

$F_{2j} = e_{2j} P_j$

d'où les nouveaux déplacements x_{2j} :

$x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2i} \delta_{ij}$

les opérations seront arrêtées quand :- $e_{mj} \approx e_{(m-1)j}$

| $\delta_{i,j}$ niveau | KS_{i0} | KS_{i1} | KS_{i2} | KS_{i3} | KS_{i4} | KS_{i5} | KS_{i6} | KS_{i7} | KS_{i8} | KS_{i9} | KS_{i10} |
|--------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|
| RDC | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 0 | 7,475 | 18,668 | 29,901 | 41,114 | 52,326 | 63,539 | 74,752 | 85,965 | 97,178 | 108,391 |
| 2 | 0 | 186,88 | 59,802 | 104,653 | 149,505 | 194,356 | 239,208 | 284,059 | 328,911 | 373,762 | 418,614 |
| 3 | 0 | 29,901 | 104,653 | 201,832 | 302,747 | 403,663 | 504,579 | 605,495 | 706,411 | 807,327 | 908,243 |
| 4 | 0 | 41,114 | 149,505 | 302,747 | 478,416 | 657,822 | 837,228 | 1016,634 | 1196,041 | 1375,447 | 1554,853 |
| 5 | 0 | 52,326 | 194,356 | 403,663 | 657,822 | 934,407 | 1214,729 | 1495,051 | 1775,373 | 2055,695 | 2336,017 |
| 6 | 0 | 63,539 | 239,208 | 504,579 | 837,228 | 1214,729 | 1614,655 | 2018,319 | 2421,982 | 2825,646 | 3229,310 |
| 7 | 0 | 74,752 | 284,059 | 605,495 | 1016,634 | 1495,051 | 2018,319 | 2564,012 | 3113,444 | 3662,875 | 4212,3067 |
| 8 | 0 | 85,965 | 328,911 | 706,411 | 1196,041 | 1775,373 | 2421,982 | 3113,444 | 3827,331 | 4544,955 | 5262,580 |
| 9 | 0 | 97,178 | 373,762 | 807,327 | 1375,447 | 2055,695 | 2825,646 | 3229,310 | 4544,955 | 5449,461 | 6537,705 |
| 10 | 0 | 108,391 | 418,614 | 908,243 | 1554,853 | 2336,017 | 3229,310 | 4212,306 | 5262,580 | 6537,705 | 7475,256 |

Détermination de la période du 1^{er} mode :-

$$E = 21000 \sqrt{\sigma'_j} \quad : \text{ module d'élasticité' .}$$

σ'_j : la résistance du béton au jour "j" exprimée en [b]

$$\sigma'_j = 1,2 \sigma'_{28}$$

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars} \quad :- \text{ (béton dosé à } 350 \text{ kg/m}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow E = 21000 \sqrt{1,2 \times 270} = 378 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2 = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$\text{avec } K = EI$$

- dans le sens longitudinal :

$$K_x = E \cdot \sum I_{xx} = 378 \cdot 10^4 \cdot 34,5675 = 130,66 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$$

- dans le sens transversal .

$$K_y = E \cdot \sum I_{yy} = 378 \cdot 10^4 \cdot 59,0415 = 223,17 \cdot 10^6 \text{ t.m}^2$$

Calcul de la période :-

$$\text{on a :- } T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}} \quad \text{et } \left\{ \begin{array}{l} x_i = \sum P_i \delta_{ij} \\ K = EI \end{array} \right.$$

dans le sens longitudinal (suivant x)

$$T_{\text{Long}} = \frac{T}{\sqrt{K_x}} = \frac{5808,3851}{\sqrt{130,66 \cdot 10^6}} = 0,508 \text{ (s)}$$

dans le sens transversal (suivant y)

$$T_{\text{trans}} = \frac{T}{\sqrt{K_y}} = \frac{5808,3851}{\sqrt{223,17 \cdot 10^6}} = 0,388 \text{ (s)}$$

Etude statique :-

la période exacte est donnée au "P.S.69" Annexe C

$$T = 1,79 \sqrt{\frac{m H^3}{EI}}$$

$$m : \text{ masse du plancher} \quad : m = 382,839 \text{ (t)}$$

$$H : \text{ Hauteur du bâtiment} \quad :- H = 28,20 \text{ (m)}$$

- dans le sens longitudinal :-

$$T = 1,79 \sqrt{\frac{m H^3}{EI_{xx}}}$$

$$\Rightarrow T_{\text{Long}} = 1,79 \sqrt{\frac{382,839 \times 28,20^3}{378 \cdot 10^4 \cdot 34,5675}} = 0,458 \text{ (s)}$$

dans le sens transversal :-

$$T = 1,79 \sqrt{\frac{m H^3}{E I_{yy}}}$$

$$\Rightarrow T_{\text{Long}} = 1,79 \sqrt{\frac{382,839 \times 28,20^3}{378 \cdot 10^4 \times 59,0415}} = 0,351 \text{ (s)}$$

Deplacements statiques :-

1^{ere} Iteration

| $W_j = P_j = F_{0j}$ | $K S_{st} = K X_{0j}$ | $e_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}}$ |
|----------------------|-----------------------|----------------------------------|
| 387,751 | 12304133 | 1 |
| 382,839 | 10648259 | 0,86542 |
| " | 8931832,2 | 0,72592 |
| " | 7146619,3 | 0,58083 |
| " | 5746654 | 0,46705 |
| " | 4268429,4 | 0,346910 |
| " | 2920968,3 | 0,23739 |
| " | 1755892,6 | 0,14270 |
| " | 833413,32 | 0,06773 |
| 382,839 | 222322,15 | 0,01807 |

| $F_{1j} = e_{1j} \cdot P_j$ | $K X_{1j}$ | $e_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$ |
|-----------------------------|------------|----------------------------------|
| 387,751 | 8553966,6 | 1 |
| 331,316 | 7375804,8 | 0,86226 |
| 277,910 | 6127623 | 0,71635 |
| 222,364 | 4831447,3 | 0,56482 |
| 178,805 | 3870577,5 | 0,45249 |
| 132,810 | 2841253,3 | 0,33215 |
| 90,882 | 1918303,5 | 0,22426 |
| 54,631 | 1257003 | 0,14695 |
| 25,929 | 530291,98 | 0,06199 |
| 6,918 | 138954,85 | 0,01624 |

2^{eme} Iteration

3^{es} Iteration

| $F_{2j} = e_{2j} \cdot P_j$ | $K X_{2j}$ | $e_{3j} = \frac{x_{2j}}{x_{2n}}$ |
|-----------------------------|------------|----------------------------------|
| 387,751 | 8462423,8 | 1 |
| 330,106 | 7296253,5 | 0,86219 |
| 274,246 | 6059840,9 | 0,71608,8 |
| 216,235 | 4775918,2 | 0,56436 |
| 173,231 | 3826092,8 | 0,45212 |
| 127,160 | 2807933,7 | 0,33181 |
| 85,855 | 1895372,8 | 0,22397 |
| 56,258 | 1122090,2 | 0,13259 |
| 23,732 | 523736,37 | 0,06189 |
| 6,217 | 137253,24 | 0,01622 |

| $F_{3j} = e_{3j} \cdot P_j$ | $K X_{3j}$ | $e_{4j} = \frac{x_{3j}}{x_{3n}}$ |
|-----------------------------|------------|----------------------------------|
| 387,751 | 8455025,3 | 1 |
| 330,08 | 7289724,2 | 0,86217 |
| 274,143 | 6054176 | 0,71604 |
| 216,059 | 4771127,6 | 0,56429 |
| 173,089 | 3822150,8 | 0,45205 |
| 127,030 | 2804840,1 | 0,33173 |
| 85,744 | 1893006,9 | 0,22390 |
| 50,760 | 1120618,2 | 0,13253 |
| 23,694 | 522989,14 | 0,06185 |
| 6,209 | 137043,11 | 0,01621 |

4^{eme} Iteration :-

| $F_{4j} = e_{4j} P_j$ | $K X_{4j}$ | $e_{5j} = \frac{X_{4j}}{X_{40}}$ |
|-----------------------|------------|----------------------------------|
| 387,751 | 8454553,2 | 1 |
| 330,072 | 7289313,6 | 0,86217 |
| 274,128 | 6053825,5 | 0,71604 |
| 216,032 | 4770840,9 | 0,56429 |
| 173,062 | 3821919,1 | 0,45205 |
| 127,00 | 2804665,5 | 0,33173 |
| 85,717 | 1892985,8 | 0,22390 |
| 50,737 | 1120544,5 | 0,13253 |
| 23,678 | 522953,8 | 0,06185 |
| 6,206 | 137033,62 | 0,016208 |

N.B.:-

Notre structure necessite une etude dynamique poussée afin de connaitre la reponse du batiment pour chaque mode de vibration, Car la periode trouvee dans le 1^{er} mode $T = 0,508$ (s) est superieure à 0,5 (s) (voir P.S. 69). Ceci nous amène à faire un calcul du 2^e et 3^{eme} mode de vibration, Mais vu le peu de temps qui nous restait nous avons été contraints d'arreter notre étude au 1^{er} mode uniquement, et de faire une comparaison avec l'étude statique donnée par le P.S. 69 de calcul des efforts se fait alors, en considerant la periode du 1^{er} mode de vibration.

CALCUL DES INERTIES

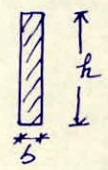
Le Calcul des inerties de notre ouvrage se fera pour 2 types de refends

- Refends pleins
- Refends avec Ouvertures

1// Refends Pleins :-

Le Calcul des inerties des refends pleins est simple, pour cela on emploie la formule relative aux sections rectangulaires.

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$$



2// Refends avec Ouvertures :-

Le Calcul des inerties de ce type de refends est différent que celui des refends pleins, pour cela on est obligé d'opter pour une méthode de calcul qui remplace un refend avec Ouverture par un refend fictif plein en employant la notion de l'Inertie équivalente.

Par définition nous appellerons l'inertie équivalente (I_e) du refend avec Ouvertures l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui est soumis aux mêmes efforts horizontaux ; Uniformément réparti sur la hauteur du Bâtiment ; présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec Ouvertures :

la flèche de ce refend fictif est : $f_0 = \frac{H_0 Z^3}{8 E I_e}$

Notations :-

- H_0 :- l'effort tranchant à la base du refend.
- Z :- Hauteur totale du Bâtiment
- m :- Moment statique de Chacun des El^s de refend par rapport au Centre de gravité de l'Ensemble

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}$$

- E :- Coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend.
- r_1, r_2 :- Aires des éléments des refends 1 et 2
- I_1, I_2 :- Inerties des éléments des refends 1 et 2
- I :- Inertie totale du refend avec Ouverture

$$I = I_1 + I_2 + 2mC$$

C :- la demi distance entre les Centres de gravité des deux éléments de refend

$-\frac{1}{2} \frac{h}{z}$; h : hauteur de l'étage considéré

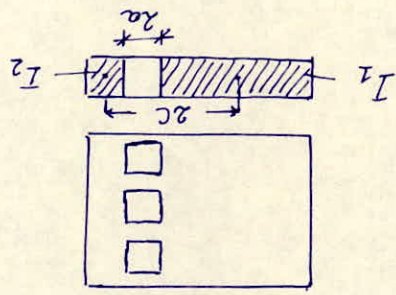
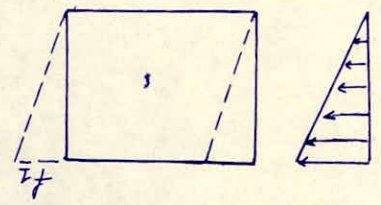
$-x = w.z$;
 degré de concordance (ou de monolithisme) c'est une caractéristique géométrique du refend. La valeur de x dépend pas de l'épaisseur du refend, mais de l'épaisseur variable sur la hauteur possible. Une valeur unique de x

$$w^2 = \frac{3E_x}{I} \cdot \frac{m}{c} \cdot \frac{a^3 \cdot l}{E(I_1 + I_2)}$$

$-E'$: coefficient de laohale. Coefficient laohant le linteau (dans notre cas $E' = E$)

- l : hauteur d'un étage
- x : Inerhe du linteau
- a : demi portée de l'ouverture

1°/ Refends avec une file d'ouverture



$$I = I_1 + I_2 + 2mc$$

$$f_1 = f_2 \Leftrightarrow I_e = I$$

La fleche d'un refend avec une file d'ouverture est donnée par

$$f_2 = \frac{H_0 z^3}{8EI} \cdot \frac{E(I_1 + I_2)}{2mc} \cdot \frac{I}{\varphi_0} \cdot \alpha^2 + \frac{8EI}{H_0 z^3}$$

avec $f_1 = f_2$

$$\text{et } f_1 = f = \frac{H_0 z^3}{8EI_e}$$

$$I_e = \frac{16mc \varphi_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + I$$

φ_0 : φ_0 à la Gte 0

2°/ Refends à plusieurs files d'ouvertures :-

La fleche ou f_0 met est donnée approximativement par :-

$$f_0 = \frac{E(2I_1)}{H_0 z^3} \cdot \frac{\alpha^2}{\varphi_0} + \frac{8EI}{H_0 z^3}$$

$$\text{et } f_1 = \frac{H_0 z^3}{8EI_e}$$

$$\text{d'où l'on tire : } I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

a// Exemple de Calcul d'un Voile : (Voile transversal $n=9$: V_{tg})

$$\begin{aligned} l_1 &= 6,76 \text{ (m)} \\ l_2 &= 1,82 \text{ (m)} \\ 2a &= 0,90 \text{ m} \Rightarrow a = 0,45 \text{ m} \\ h_{\text{Linteau}} &= 0,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 0,16 \text{ m} \\ 2c &= 5,18 \text{ m} \Rightarrow c = 2,59 \text{ m} \\ l &= 2,82 \text{ (m)} \\ z &= 28,2 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_1 &= b l_1 = 0,16 \times 6,76 = 1,08 \text{ m}^2 \\ r_2 &= b l_2 = 0,16 \times 1,82 = 0,29 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$I_2 = \frac{0,16 \times 1,82^3}{12} = 0,08 \text{ m}^4$$

$$I_1 = \frac{0,16 \times 6,76^3}{12} = 4,12 \text{ m}^4 \quad \Rightarrow \sum I_i = I_1 + I_2 = 4,2 \text{ m}^4$$

$$i = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,16 \times 0,7^3}{12} = 0,00457 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow m = \frac{2c}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}} = \frac{5,18}{\frac{1}{1,08} + \frac{1}{0,29}} = 1,184 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow I = I_1 + I_2 + 2m c = 4,2 + 2(1,184)(2,59) = 10,33 \text{ m}^4$$

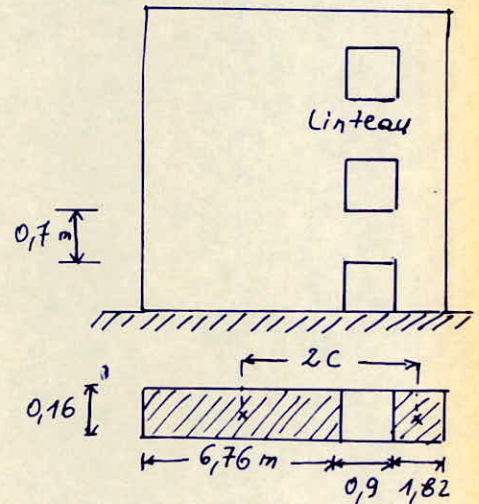
$$\omega^2 = \frac{3i}{\sum I_i} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{\alpha^3 l} = \frac{3(0,00457)}{4,2} \cdot \frac{10,33}{1,184} \cdot \frac{2,59}{0,45^3 \cdot 2,82} = 0,287$$

$$\text{d'où : } \omega = 0,5357 \Rightarrow \alpha = \omega \cdot z = 0,5357 \cdot 28,2 = 15,1$$

$$\bar{\gamma} = \frac{h}{z} = \frac{0,16}{28,2} = 0,1 \quad \Rightarrow \psi_0 = 0,58 \quad \left(\begin{array}{l} \text{Donné par l'Abaque de} \\ \text{M. Divers B.23.5.} \\ \text{Cas de charges triangulaire} \\ \text{inverse} \end{array} \right)$$

$$\Rightarrow I_e = \frac{I}{\frac{8m \cdot 2c}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = \frac{10,33}{\frac{8 \times 1,184 \times 5,18}{2,4} \cdot \frac{0,58}{275,89} + 1}$$

$$\Rightarrow I_e = 10,082 \text{ (m}^4\text{)}$$



Calcul d'un Voile à 2 files d'ouvertures :

(Voile Longitudinale n° I : V_{LI})

$$l_1 = l_3 = 6,835 \text{ (m)}$$

$$l_2 = 3,65 \text{ (m)}$$

$$2c_1 = 2c_2 = 7,067 \text{ (m)} \Rightarrow c_1 = c_2 = 3,533 \text{ (m)}$$

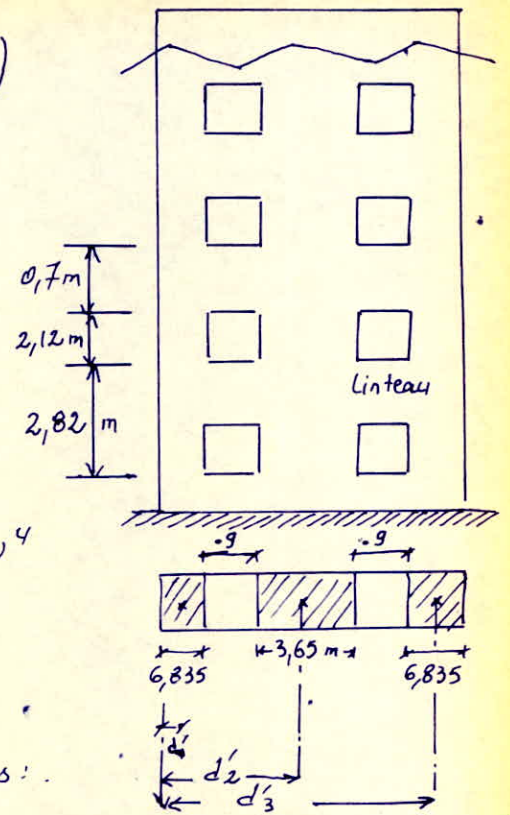
$$2a_1 = 2a_2 = 0,90 \text{ m} \Rightarrow a_1 = a_2 = 0,45 \text{ (m)}$$

$$i_1 = i_2 = \frac{0,70^3 \times 0,16}{12} = 0,00457 \text{ m}^4$$

$$I_1 = I_3 = \frac{0,16 \times 6,835^3}{12} = 4,2481 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,16 \times 3,65^3}{12} = 0,648 \text{ m}^4$$

$$\text{donc } \sum I_i = 2(4,2481) + 0,648 = 9,144 \text{ m}^4$$



$$d_1' = 3,4 \text{ (m)}$$

$$d_2' = 9,56 \text{ (m)}$$

$$d_3' = 15,7 \text{ (m)}$$

Calcul du COG du refend avec ouvertures :

$$OG = \frac{\sum r_i d_i^2}{\sum r_i} = \frac{r_1 d_1'^2 + r_2 d_2'^2 + r_3 d_3'^2}{r_1 + r_2 + r_3} = \frac{0,16 \times 6,835 \times 3,4 + 0,16 \times 3,65 \times 9,56 + 0,16 \times 6,835 \times 15,7}{2(0,16)(6,835) + 0,16 \times 3,65}$$

$$\Rightarrow OG = \frac{26,4708}{2,7712} = 9,55 \text{ (m)}$$

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \overline{GG_1} = 6,1325 \text{ (m)} \\ d_2 &= \overline{GG_2} = 0,01 \text{ (m)} \\ d_3 &= \overline{GG_3} = 6,1543 \text{ (m)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow I = \sum I_i + \sum r_i d_i^2$$

$$\Rightarrow I = 9,144 + 1,0936 \times 6,1325^2 + 0,548 \times 0,01^2 + 1,0936 \times 6,1543^2$$

$$\Rightarrow I = 91,6922 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{6c}{\sum I_i \cdot l} \cdot \sum \left(\frac{c_i^2}{a_i^3} \right) = \frac{6 \times 0,00457}{9,144 \cdot 2,82} \left[\frac{3,533^2}{0,45^3} + \frac{3,533^2}{0,45^3} \right]$$

$$\Rightarrow \omega^2 = 0,2913 \Rightarrow \omega = 0,539$$

$$\alpha = \omega \cdot z = 0,539 \times 28,2 = 15,2 \Rightarrow \alpha^2 = 231,04$$

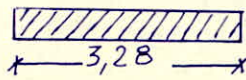

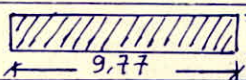

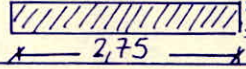
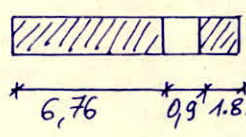
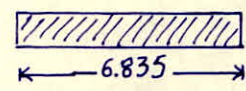
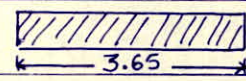


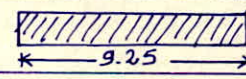
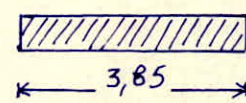
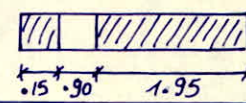
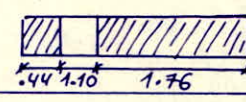
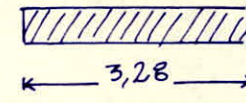
avec $\begin{cases} \alpha = 15,2 \\ \xi = 0,1 \end{cases} \Rightarrow \varphi_0 = 0,575$

$$\Rightarrow I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_i} \cdot \varphi_0 + 1} = \frac{91,6922}{\frac{8 \times 91,6922}{9,144} \cdot \frac{0,575}{231,04} + 1}$$

$$\Rightarrow I_e = 76,4325 \text{ m}^4$$

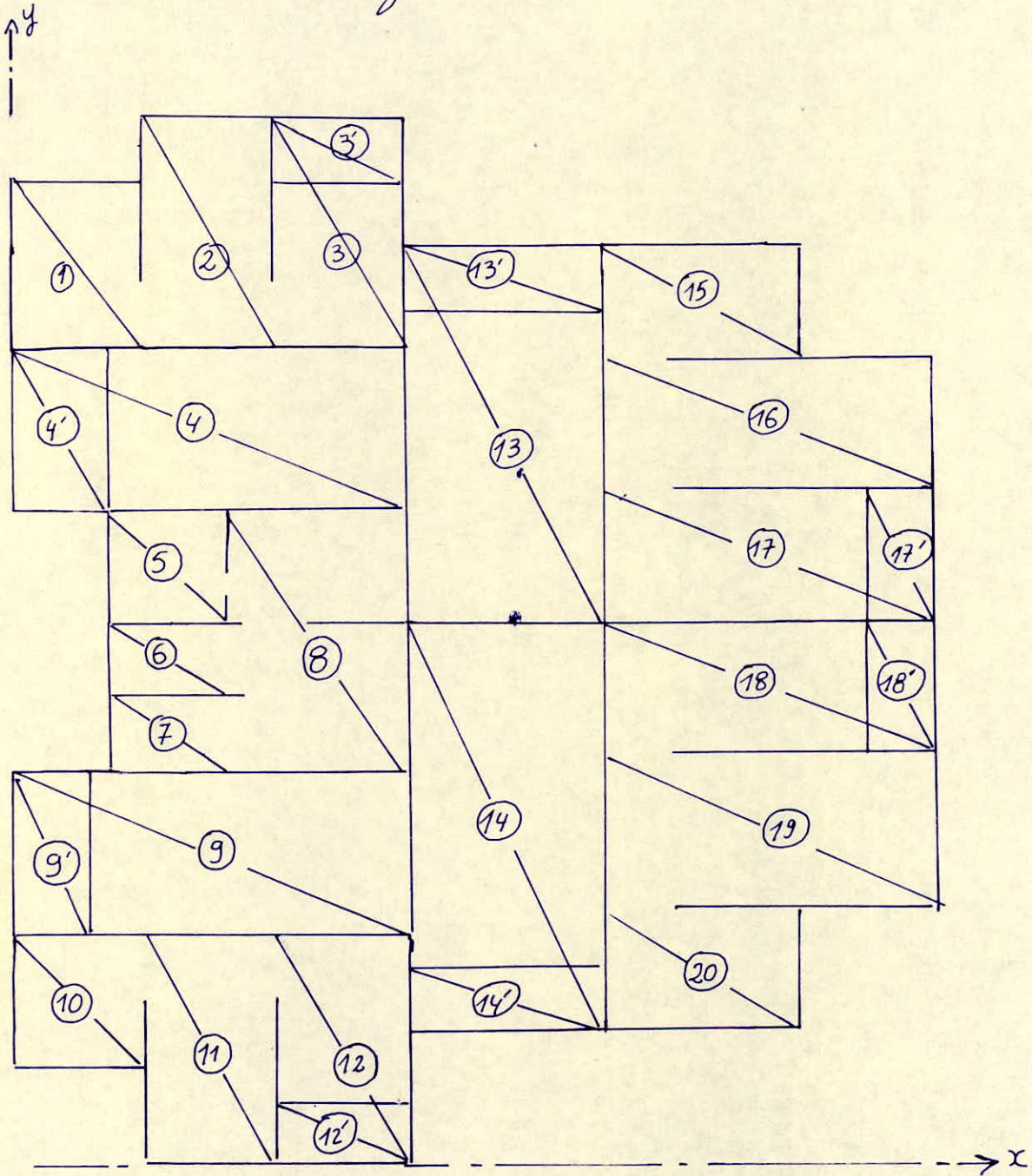
Les résultats de ces inerties équivalentes des autres voiles sont

données dans le tableau suivant :

| Voile | Dimensions | $m[m^3]$ | $I[m^4]$ | ω | α | ψ_0 | $I_e[m^4]$ |
|--|---|----------|----------|----------|----------|----------|------------|
| V_{t1} V_{t7} |  | / | 0,4705 | / | / | / | / |
| V_{t2} V_{t3} V_{t5} V_{t6} |  | / | 0,7608 | / | / | / | / |
| V_{t4} |  | / | 12,434 | / | / | / | / |
| V_{t10} |  | / | 2,018 | / | / | / | / |
| V_{t11} |  | / | 0,2773 | / | / | / | / |
| V_{t8} V_{t9} V_{t12} V_{t13} |  | 1,184 | 10,33 | 0,5357 | 15,1 | 0,58 | 10,082 |
| / / / / / / / / | | | | | | | |
| V_{L1} $V_{L1'}$ |  | / | 4,257 | / | / | / | / |
| $V_{L1'}$ |  | / | 0,648 | / | / | / | / |
| V_{L2} |  | / | 9,5909 | / | / | / | / |
| V_{L3} |  | / | 0,7316 | / | / | / | / |
| V_{L4} |  | / | 10,5527 | / | / | / | / |
| V_{L5} V_{L7} V_{L8} V_{L10} |  | / | 0,7608 | / | / | / | / |
| V_{L6} |  | 0,0518 | 0,2006 | 1,4333 | 44,46 | 0,60 | 0,2003 |
| V_{L9} |  | 0,1239 | 0,3466 | 2,85 | 88,407 | 0,62 | 0,3458 |
| V_{L11} V_{L12} |  | / | 0,4705 | / | / | / | / |

Determination du Centre de gravité du bâtiment :-

- Elements Horizontaux :-



Terrasse :-

$$F_i = A \cdot \left(G + \frac{P}{5}\right) ; \quad G + \frac{P}{5} = 0,748 + \frac{0,1}{5} = 0,768 \text{ (t)}$$

| Dalle | A [m ²] | F _i [t] | x _i [m] | y _i [m] | F _i x _i | F _i y _i |
|-------|---------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 9,84 | 7,557 | 1,66 | 20,69 | 12,544 | 156,354 |
| 2 | 14,25 | 10,944 | 4,82 | 21,425 | 52,750 | 234,475 |
| 3 | 14,25 | 10,944 | 7,98 | 21,425 | 87,333 | 234,475 |
| 4 | 34,128 | 26,210 | 4,82 | 17,09 | 126,332 | 447,929 |
| 5 | 14,67 | 11,266 | 3,97 | 13,63 | 44,726 | 153,555 |
| 6 | 4,16 | 3,199 | 5,12 | 11,17 | 16,379 | 35,733 |
| 7 | 4,16 | 3,199 | 5,12 | 9,44 | 16,379 | 30,198 |
| 8 | 18,734 | 14,387 | 8,03 | 12,05 | 115,527 | 173,363 |
| 9 | 34,128 | 26,210 | 4,82 | 6,71 | 126,332 | 175,869 |
| 10 | 9,84 | 7,557 | 1,66 | 3,11 | 12,544 | 23,502 |
| 11 | 14,25 | 10,944 | 4,82 | 2,375 | 52,750 | 25,992 |
| 12 | 14,25 | 10,944 | 7,98 | 2,375 | 87,333 | 25,992 |
| 13 | 34,128 | 26,210 | 11,44 | 16,79 | 299,842 | 440,066 |
| 14 | 34,128 | 26,210 | 11,44 | 7,31 | 299,842 | 191,595 |
| 15 | 9,84 | 7,557 | 15,04 | 19,95 | 113,657 | 150,762 |
| 16 | 14,25 | 10,944 | 15,775 | 16,79 | 172,641 | 183,749 |
| 17 | 14,25 | 10,944 | 15,775 | 13,63 | 172,641 | 149,848 |
| 18 | 14,25 | 10,944 | 15,775 | 10,47 | 172,641 | 114,583 |
| 19 | 14,25 | 10,944 | 15,775 | 7,31 | 172,641 | 80,00 |
| 20 | 9,84 | 7,557 | 15,04 | 4,15 | 113,657 | 31,361 |
| Σ | | 254,671 | | | 2268,491 | 3059,401 |

$$\Rightarrow x_G = \frac{\sum F_i x_i}{\sum F_i} = \frac{2268,491}{254,671} = 8,907 \text{ (m)} ; \quad y_G = \frac{\sum F_i y_i}{\sum F_i} = \frac{3059,401}{254,671} = 12,013 \text{ (m)}$$

Plancher etage Courant :-

$$F_i = A \cdot (G + \frac{P}{5})$$

$$G = 0,64 \text{ (t)}$$

$$P = \begin{cases} 0,175 & : \text{ dalle Courante} \\ 0,300 & : \text{ Loggia ; Sechoir.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{charge Unitaire : - } W_u = 0,64 + \frac{0,175}{5} = 0,675 \text{ t/m}^2$$

$$W'_u = 0,64 + \frac{0,3}{5} = 0,7 \text{ t/m}^2$$

| Dalle | A [m ²] | F _i (t) | X _i [m] | Y _i [m] | F _i X _i | F _i Y _i |
|-------|---------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 9,84 | 6,642 | 1,66 | 20,69 | 11,025 | 137,423 |
| 2 | 14,25 | 9,618 | 4,82 | 21,425 | 46,358 | 206,065 |
| 3 | 10,95 | 7,391 | 7,98 | 20,875 | 58,980 | 154,287 |
| 3' | 3,30 | 2,31 | 7,98 | 23,25 | 18,434 | 23,707 |
| 4 | 29,448 | 19,877 | 5,39 | 17,09 | 107,137 | 339,638 |
| 4' | 4,68 | 3,276 | 0,65 | 17,09 | 2,129 | 55,987 |
| 5 | | 9,63 | 3,97 | 13,63 | 38,231 | 131,257 |
| 7 | 4,16 | 2,808 | 5,12 | 9,44 | 14,377 | 26,507 |
| 8 | 18,734 | 12,645 | 8,03 | 12,05 | 101,539 | 152,372 |
| 9 | 29,448 | 19,877 | 5,39 | 6,71 | 107,137 | 133,374 |
| 9' | 4,68 | 3,276 | 0,65 | 6,71 | 2,129 | 21,982 |
| 10 | 9,84 | 6,642 | 1,66 | 3,11 | 11,025 | 20,656 |
| 11 | 14,25 | 9,618 | 4,82 | 2,375 | 46,358 | 22,842 |
| 12 | 10,95 | 7,391 | 7,98 | 2,975 | 58,980 | 21,988 |
| 12' | 3,30 | 2,31 | 7,98 | 0,55 | 18,434 | 1,270 |
| 13 | 29,448 | 19,877 | 11,44 | 16,22 | 227,393 | 322,405 |
| 13' | 4,68 | 3,276 | 11,44 | 20,96 | 37,477 | 68,665 |
| 14 | 29,448 | 19,877 | 11,44 | 7,88 | 227,393 | 156,630 |
| 14' | 4,68 | 3,276 | 11,44 | 3,14 | 37,477 | 10,286 |
| 15 | 9,84 | 6,642 | 15,04 | 19,95 | 99,895 | 132,508 |
| 16 | 14,25 | 9,618 | 15,775 | 16,79 | 151,724 | 161,486 |
| 17 | 10,95 | 7,391 | 15,225 | 13,63 | 112,528 | 100,739 |
| 17' | 3,30 | 2,31 | 17,6 | 13,63 | 40,656 | 31,485 |
| 18 | 10,95 | 7,391 | 15,225 | 10,47 | 112,528 | 77,383 |
| 18' | 3,30 | 2,31 | 17,6 | 10,47 | 40,656 | 24,185 |
| 19 | 14,25 | 9,618 | 15,775 | 7,31 | 151,724 | 70,307 |
| 20 | 9,84 | 6,642 | 15,04 | 4,15 | 99,895 | 27,564 |
| Σ | | 221,539 | | | 1981,619 | 2633,058 |

$$X_G = \frac{\sum F_i X_i}{\sum F_i} = \frac{1981,619}{221,539} = 8,944 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \frac{\sum F_i Y_i}{\sum F_i} = \frac{2633,058}{221,539} = 11,885 \text{ (m)}$$

Centre de gravité des éléments Verticaux :-
(Plancher Etage Courant)

| Refend | $F_i [t]$ | $x_i [m]$ | $y_i [m]$ | $F_i x_i$ | $F_i y_i$ |
|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| V_{E1} | 3,7 | 15,04 | 2,53 | 55,648 | 79,661 |
| V_{E2} | 4,59 | 16,17 | 18,37 | 74,22 | 84,3183 |
| V_{E3} | 4,59 | 16,17 | 15,21 | 74,22 | 69,8139 |
| V_{E4} | 11,02 | 13,29 | 2,05 | 146,4558 | 132,791 |
| V_{E5} | 4,59 | 16,17 | 8,89 | 74,22 | 40,8051 |
| V_{E6} | 4,59 | 16,17 | 5,73 | 74,22 | 26,3007 |
| V_{E7} | 3,7 | 15,04 | 2,57 | 55,648 | 9,509 |
| V_{E8} | 9,93 | 4,545 | 18,97 | 45,1318 | 188,3721 |
| V_{E9} | 9,93 | 4,545 | 15,21 | 45,1318 | 151,0353 |
| V_{E10} | 5,86 | 4,095 | 12,05 | 23,9967 | 70,613 |
| V_{E11} | 3,1 | 5,165 | 10,29 | 16,0115 | 31,899 |
| V_{E12} | 9,93 | 4,545 | 8,59 | 45,1318 | 85,2987 |
| V_{E13} | 9,93 | 4,545 | 4,83 | 45,1318 | 47,9619 |
| V_{L1} | 7,71 | 13,32 | 18,192 | 102,697 | 140,264 |
| $V_{L1'}$ | 4,12 | 13,32 | 12,05 | 54,878 | 49,646 |
| $V_{L1''}$ | 7,71 | 13,32 | 5,907 | 102,697 | 45,546 |
| V_{L2} | 10,1 | 9,56 | 19,325 | 96,556 | 195,1825 |
| V_{L3} | 4,28 | 9,56 | 12,05 | 40,916 | 51,574 |
| V_{L4} | 10,43 | 9,56 | 4,625 | 99,710 | 48,2387 |
| V_{L5} | 4,59 | 6,40 | 2,82 | 29,376 | 100,1538 |
| V_{L6} | 2,61 | 6,50 | 13,89 | 16,965 | 36,2529 |
| V_{L7} | 4,59 | 6,40 | 1,98 | 29,376 | 9,0882 |
| V_{L8} | 4,59 | 3,24 | 2,82 | 14,8716 | 100,1538 |
| V_{L9} | 3,12 | 3,79 | 10,45 | 11,8248 | 32,604 |
| V_{L10} | 4,59 | 3,24 | 1,98 | 14,8716 | 9,0882 |
| V_{L11} | 3,7 | 0,08 | 20,69 | 0,296 | 76,553 |
| V_{L12} | 3,7 | 0,08 | 3,11 | 0,296 | 11,507 |
| Σ | 161,3 | | | 1390,4982 | 1924,2311 |

$$X_G = \frac{\sum F_i x_i}{\sum F_i} = \frac{1390,4982}{161,3} = 8,62 \text{ (m)} ; Y_G = \frac{\sum F_i y_i}{\sum F_i} = \frac{1924,2311}{161,3} = 11,93 \text{ (m)}$$

Calcul du C.D.G.

Niveau : plancher terrasse :

| | $F_i [t]$ | $X_i [m]$ | $Y_i [m]$ | $F_i X_i$ | $F_i Y_i$ |
|-----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Plancher terrasse | 254,671 | 8,907 | 12,013 | 2268,354 | 3059,362 |
| $\frac{1}{2}$ Mur inf | 80,65 | 8,62 | 11,93 | 695,203 | 962,154 |
| Acrotère | 52,43 | 8,907 | 12,013 | 466,994 | 629,841 |
| Σ | 387,751 | | | 3430,551 | 4651,357 |

$$X_G = \frac{\Sigma F_i X_i}{\Sigma F_i} = \frac{3430,551}{387,751} = 8,847 \text{ (m)} ; Y_G = \frac{4651,357}{387,751} = 11,995 \text{ (m)}$$

Niveau , etage Courant :-

| | $F_i [t]$ | $X_i [m]$ | $Y_i [m]$ | $F_i X_i$ | $F_i Y_i$ |
|-----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Plancher étage | 221,539 | 8,944 | 11,884 | 1981,445 | 2632,769 |
| $\frac{1}{2}$ Mur inf | 80,65 | 8,62 | 11,93 | 695,203 | 962,154 |
| $\frac{1}{2}$ Mur sup | 80,65 | 8,62 | 11,93 | 695,203 | 962,154 |
| Σ | 382,839 | | | 3371,851 | 4557,077 |

$$X_G = \frac{\Sigma F_i X_i}{\Sigma F_i} = \frac{3371,851}{382,839} = 8,8 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \frac{\Sigma F_i Y_i}{\Sigma F_i} = \frac{4557,077}{382,839} = 11,9 \text{ (m)}$$

. Calcul du Centre de torsion (Centre des inerties).

| Refends | $I_{x_i} [m^4]$ | $I_{y_i} [m^4]$ | $x_i [m]$ | $y_i [m]$ | $\bar{I}_i x_i [m^5]$ | $\bar{I}_i y_i [m^5]$ |
|------------|-----------------|-----------------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|
| V_{t1} | | 0,4705 | | 21,53 | | 10,129 |
| V_{t2} | | 0,7608 | | 18,37 | | 13,975 |
| V_{t3} | | 0,7608 | | 15,21 | | 11,571 |
| V_{t4} | | 12,434 | | 12,05 | | 149,829 |
| V_{t5} | | 0,7608 | | 8,89 | | 6,763 |
| V_{t6} | | 0,7608 | | 5,73 | | 4,359 |
| V_{t7} | | 0,4705 | | 2,57 | | 1,209 |
| V_{t8} | | 10,082 | | 18,97 | | 191,255 |
| V_{t9} | | 10,082 | | 15,21 | | 153,34 |
| V_{t10} | | 2,018 | | 12,05 | | 24,316 |
| V_{t11} | | 0,2773 | | 10,29 | | 2,853 |
| V_{t12} | | 10,082 | | 8,59 | | 86,604 |
| V_{t13} | | 10,082 | | 4,83 | | 48,696 |
| V_{L1} | 4,257 | | 13,32 | | 56,703 | |
| $V_{L1'}$ | 0,648 | | 13,32 | | 8,631 | |
| $V_{L1''}$ | 4,257 | | 13,32 | | 56,703 | |
| V_{L2} | 9,5909 | | 9,56 | | 91,689 | |
| V_{L3} | 0,7316 | | 9,56 | | 6,994 | |
| V_{L4} | 10,5527 | | 9,56 | | 100,883 | |
| V_{L5} | 0,7608 | | 6,40 | | 4,869 | |
| V_{L6} | 0,2003 | | 6,50 | | 1,3019 | |
| V_{L7} | 0,7608 | | 6,40 | | 4,869 | |
| V_{L8} | 0,7608 | | 3,24 | | 2,465 | |
| V_{L9} | 0,3458 | | 3,79 | | 1,3105 | |
| V_{L0} | 0,7608 | | 3,24 | | 2,465 | |
| V_{L11} | 0,4705 | | 0,08 | | 0,0376 | |
| V_{L12} | 0,4705 | | 0,08 | | 0,0376 | |
| Σ | 34,5675 | 59,0415 | | | 338,9586 | 704,899 |

$$Y_I = \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i} = \frac{704,899}{59,0415} = 11,94 \text{ (m)}$$

$$X_I = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i} = \frac{338,958}{34,5675} = 9,805 \text{ (m)}$$

Calcul des excentricités :-

sens transversal :- $e_x = X_g - X_I$

sens Longitudinal :- $e_y = Y_g - Y_I$

avec $\begin{cases} X_I = 9,805 \text{ (m)} \\ Y_I = 11,94 \text{ (m)} \end{cases}$

Excentricité theorique .

| | Terrasse | etage Courant |
|-------------------|----------|------------------|
| $X_g \text{ [m]}$ | 8,847 | 8,8 |
| $Y_g \text{ [m]}$ | 11,995 | 11,9 |
| $e_x \text{ [m]}$ | 0,958 | 1,005 |
| $e_y \text{ [m]}$ | 0,055 | 0,04 |

Excentricité Accidentelle

- les regles du Complement CTC au PS69 preconisent Une excentricité accidentelle egale à 5% de la plus grande dimension du batiment en plan .

pour notre batiment on a : $e_a = \frac{5}{100} (24,10) = 1,205 \text{ (m)}$

- Et selon le reglement parasismique Algerien (RPA 83) Il limite à ce que : la distance entre le Centre de masse et le Centre de torsion ne depasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du batiment ou 'bloc mesure' perpendiculairement à la direction de l'Action sismique , considerée .

$e_a = 20\% (18,30) = 18,30 \times \frac{20}{100} = 3,66 \text{ (m)}$

On remarque que la plus grande excentricité theorique est largement inferieur à l'excentricité admissible :-

ETUDE AU SEISME

Reglement Utilisé :-

pour l'etude au seisme, on a utilise les regles parasismiques algeriennes (R.P.A. 1983)

I// Introduction :-

Le RPA a pour but de prevoir, les mesures necessaires a la conception et a l'execution des constructions; de facon a assurer un certain degre de protection aux vies humaines et aux biens materiels.

Dans la conception du present reglement les forces reelles dynamiques qui se developpent dans la construction, sont remplacees par un systeme de forces statiques fictives dont les effets sont consideres equivalents 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 equivalents seront consideres appliquees successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas general ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure (X et Y)

La superstructure doit pouvoir par un cheminement continu transmettre les forces prescrites de leur point d'application jusqu'a l'infrastructure. L'infrastructure et le systeme de fondation doivent pouvoir transmettre ces forces au sol.

II// Action sismique :-

les forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux est :-

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

- A :- Coefficient d'accélération des zones.
- D :- facteur d'amplification dynamique moyen.
- B :- " de Comportement de la structure.
- Q :- facteur de qualité.

- pour la zone (II) et groupe d'usage 2 (bâtiment d'habitation)

$$A = 0,15$$

- D : est un coefficient qui depend du type de sol et de la période T du bâtiment. d'après le RPA, la valeur de D obtenue à partir de T₁ (qui est déterminé auparavant par la méthode de Rayleigh) ne devra pas être inférieure de 80% de celle obtenue en utilisant les formules empiriques.

$$T_2 = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \quad \text{et } T_3 = 0,10 N$$

- N: nbre d'étage (de niveau)
- H: Hauteur totale du bâtiment
- L: Longueur en plan du bâtiment (dans le sens considéré)

suivant x :-

| | | |
|------------------------|-----|------------|
| T ₁ = 0,508 | (s) | ⇒ D = 2 |
| T ₂ = 0,568 | (s) | ⇒ D = 1,87 |
| T ₃ = 0,9 | (s) | ⇒ D = 1,49 |

suivant y :-

| | | |
|------------------------|-----|------------|
| T ₁ = 0,388 | (s) | ⇒ D = 2 |
| T ₂ = 0,652 | (s) | ⇒ D = 1,75 |
| T ₃ = 0,9 | (s) | ⇒ D = 1,49 |

- B :- est un facteur qui depend du type de la structure et de la nature du contreventement.

Structure à voiles porteurs ⇒ B = 1/4

- Q :-

ce facteur est fonction de l'Hyperstaticité et de la surabondance du système, de ces symétries en plan, de sa rugosité en élévation, et de

La qualité du contrôle pendant la construction.
sa valeur est déterminée par la formule :-

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

P_q : C'est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité.

* si le critère est observé $\Rightarrow P_q = 0$
* sinon $P_q = 0,1$

on trouve $Q = 1,3$ *

- W :- poids total du bâtiment.
Il doit comprendre la totalité des charges permanentes, poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes etc..... (d'après le RPA 83)

$$W = G + \frac{P}{5} = 5155,78 + \frac{403,44}{5} = 5236,47 \text{ (t)}$$

$$\Rightarrow W = 5236,47 \text{ (t)}$$

Action sismique totale :-

Elle est donnée par la formule :- $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$.

$$\Rightarrow V = 0,15 \times \frac{2}{4} \times 2 \times 1,3 \times 5236,47 = 0,975 \times 5236,47$$

$$\Rightarrow V = 510,55 \text{ (t)}$$

N.B: Cette valeur est la même dans les 2 vers (longitudinal et transversal) car le coefficient d'amplification dynamique D est le même.

Distribution en hauteur des forces latérales :-

la force latérale totale est distribuée sur chaque niveau suivant la formule :-

$$V = F_t + \sum F_i$$

avec $F_t = 0,07 TV$: force concentrée au sommet de la structure.

or pour $T < 0,7$ (s) on a $F_t = 0$ (d'après RPA 83)

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

$$V_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum W_i h_i} = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$$

avec V_k : Effort Horizontal au Niveau k .

Remarque :-

Les voiles du vide sanitaire de notre bâtiment ont une épaisseur de 30 cm et une hauteur égale à la hauteur d'un étage courant, en plus il est ceinturé de voiles périphériques de 30 cm d'épaisseur également et ceci nous pousse à supposer que notre bâtiment est à sous-basement rigide donc l'encastrement est au rez de chaussée. *

Détermination des V_k : (Efforts dus au Seisme)

| niveau [m] | h_k (hauteur) | Masse (w_k) | $w_k \cdot h_k$ | V_k | V_k cumulé |
|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------|--------------|
| T (terrasse) | 28,20 | 387,751 | 10934,58 | 93,80 | 93,80 |
| 9 | 25,88 | 382,839 | 9716,45 | 83,35 | 177,15 |
| 8 | 22,56 | " | 8636,85 | 74,09 | 251,24 |
| 7 | 19,74 | " | 7557,24 | 64,83 | 316,07 |
| 6 | 16,92 | " | 6477,63 | 55,56 | 371,63 |
| 5 | 14,1 | " | 5398,03 | 46,30 | 417,93 |
| 4 | 11,28 | " | 4318,42 | 37,04 | 454,97 |
| 3 | 8,46 | " | 3238,82 | 27,78 | 482,75 |
| 2 | 5,64 | " | 2159,21 | 18,52 | 501,27 |
| 1 | 2,82 | " | 1079,60 | 9,26 | 510,53 |
| RDC | 0 | " | 0 | | 510,53 |

$$\sum w_i h_i = 59516,847.$$

CONTREVENTEMENT

Introduction :-

L'étude du contreventement constitue un des problèmes les plus délicats posés par le calcul de la structure des bâtiments ; cette difficulté réside du fait que la solution exacte recherchée pour ce problème demande à priori un calcul de toutes les forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et les planchers mais ce calcul est trop long ; de plus quand on assimile les refends et les planchers à des poutres à poutres moyens respectivement verticaux et horizontaux, cela ne donnera qu'un ordre de grandeur des contraintes.

en plus, notre contreventement sera dimensionné sous l'effet des forces horizontales dues au séisme qui sont plus défavorable que celle dues au vent
(voir étude au vent et étude au séisme)

quand on a entamé le dimensionnement des voiles on a constaté que dans le sens longitudinal nous avons deux voiles (V_{L1} et V_{L2} : anciennes notations) qui ont une longueur à peu près égale à la longueur du bâtiment en plan, et de ce fait ils reprenaient à eux seul la totalité de l'effort tranchant horizontal ; cela a conduit à ce que la contrainte admissible de l'effort tranchant dans les linteaux qui est donnée par le RPA est largement dépassée, il fallait trouver une solution convenable à ce problème finalement on a aboutit à la disposition finale où l'on ne compte plus sur les linteaux des voiles V_{L1} et V_{L2} et l'on suppose que ces linteaux sont articulés au lieu d'être encastrés, donc les trumeaux des voiles V_{L1} (V_{L1} ; V_{L1}' ; V_{L1}'' : nouvelle notation) et V_{L2} (V_{L2} ; V_{L3} ; V_{L4}) sont supposés être des voiles pleins

indépendants ; c'est à dire qu'on accepte le risque de la fissuration des linteaux lors d'un séisme.

Cette fissuration ne peut pas être très importante vu que les planchers solidarisent l'ensemble de la structure.

Ces linteaux seront ferrillés pour reprendre uniquement leur poids propre ; et l'articulation sera réalisée par des aciers doux.

SOLLICITATIONS horizontales :-

Le seul problème qui se pose pour les sollicitations horizontales est le suivant :

On connaît les efforts extérieurs qui agissent au niveau de chaque étage et on veut déterminer la répartition entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés ; comme des systèmes isolés

Hypothèses pour simplifier le calcul de ces systèmes :-

- 1// les planchers sont indéformables horizontalement.
- 2// les refends sont parfaitement encastres à leur base
- 3// l'inertie des refends est constante sur toute les hauteurs ; ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

la distribution des sollicitations horizontales sur les refends sera faite par la méthode du centre de torsion

Etape de calcul :-

- a// soit $x-x'$ et $y-y'$ les axes parallèles aux refends passant par le centre de torsion du groupe.
- b// la force extérieure H appliquée au centre de gravité de l'ensemble se réduit en H_x , H_y et $M = H \cdot e$
- c// les forces provenant des translations deviennent :-

$$H'_x = H_x \cdot \frac{I_x}{\sum I_x} \quad ; \quad H'_y = H_y \cdot \frac{I_y}{\sum I_y}$$

- d// les forces provenant des rotations deviennent :-

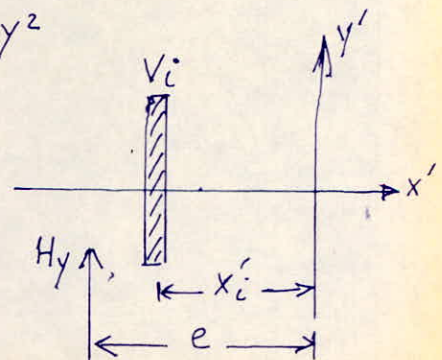
$$H''_x = \frac{M \cdot x' \cdot I_x}{J} \quad ; \quad H''_y = \frac{M \cdot y' \cdot I_y}{J}$$

x' et y' sont les distances du centre de torsion aux axes principaux d'inertie de chaque refend.

- e// les forces finales distribuées dans les refends sont :-

$$H_x = H'_x + H''_x \quad ; \quad H_y = H'_y + H''_y$$

avec $J = \sum I_x x'^2 + \sum I_y y'^2$



- Excentricité théorique
 $e_x = 1,205 \text{ m}$
 $e_y = 1,205 \text{ m}$

Centre de torsion
 $x_i = 9,805 \text{ (m)}$
 $y_i = 11,94 \text{ (m)}$

Efforts dans les voiles :-

pour calculer les efforts dans les voiles, on prendra une force horizontale $H = 100 \text{ (t)}$, et on déduira l'effort réel par une règle de trois.

| | I_{x_i} | x_i | x_i^2 | $I_{x_i} x_i$ | $I_{x_i} x_i^2$ | I_{y_i} | y_i | y_i^2 | $I_{y_i} y_i$ | $I_{y_i} y_i^2$ |
|------------|-----------|--------|---------|---------------|-----------------|-----------|-------|---------|---------------|-----------------|
| V_{L1} | 4,257 | 3,515 | 12,3552 | 14,9633 | 52,5960 | | | | | |
| $V_{L1'}$ | 0,648 | 3,515 | 12,3552 | 2,2777 | 8,0061 | | | | | |
| $V_{L1''}$ | 4,257 | 3,515 | 12,3552 | 14,9633 | 52,5960 | | | | | |
| V_{L2} | 9,5909 | -0,245 | 0,06 | -2,3497 | 0,5754 | | | | | |
| V_{L3} | 0,7316 | -0,245 | 0,06 | -0,1768 | 0,0439 | | | | | |
| V_{L4} | 10,5527 | -0,245 | 0,06 | -2,5854 | 0,6331 | | | | | |
| V_{L5} | 0,7608 | -3,405 | 11,594 | -2,5905 | 8,8207 | | | | | |
| V_{L6} | 0,2003 | -3,305 | 10,923 | -0,6619 | 2,1878 | | | | | |
| V_{L7} | 0,7608 | -3,405 | 11,594 | -2,5909 | 8,8207 | | | | | |
| V_{L8} | 0,7608 | -6,565 | 43,099 | -4,9946 | 32,789 | | | | | |
| V_{L9} | 0,3458 | -6,015 | 36,180 | -2,0799 | 12,5110 | | | | | |
| V_{L10} | 0,7608 | -6,565 | 43,099 | -4,9946 | 32,7897 | | | | | |
| V_{L11} | 0,4705 | -9,725 | 94,5756 | -4,5756 | 44,4978 | | | | | |
| V_{L12} | 0,4705 | -9,725 | 94,5756 | -4,5756 | 44,4978 | | | | | |
| <hr/> | | | | | | | | | | |
| V_{t1} | | | | | | 0,4705 | -9,59 | 91,9681 | -4,512 | 43,271 |
| V_{t2} | | | | | | 0,7608 | -6,43 | 41,3445 | -4,892 | 31,455 |
| V_{t3} | | | | | | 0,7608 | -3,27 | 10,6929 | -2,487 | 8,135 |
| V_{t4} | | | | | | 12,434 | -0,11 | 0,0121 | -1,367 | 0,150 |
| V_{t5} | | | | | | 0,7608 | 3,05 | 9,3025 | 2,32 | 7,077 |
| V_{t6} | | | | | | 0,7608 | 6,21 | 38,5641 | 4,724 | 29,339 |
| V_{t7} | | | | | | 0,4705 | 9,37 | 87,7969 | 4,408 | 41,308 |
| V_{t8} | | | | | | 10,082 | -7,03 | 49,4209 | -70,876 | 498,261 |
| V_{t9} | | | | | | 10,082 | -3,27 | 10,6929 | -32,968 | 107,805 |
| V_{t10} | | | | | | 2,018 | -0,11 | 0,0121 | -0,222 | 0,0244 |
| V_{t11} | | | | | | 0,2773 | 1,65 | 2,7225 | 0,457 | 0,755 |
| V_{t12} | | | | | | 10,082 | 3,35 | 11,2225 | 33,774 | 131,145 |
| V_{t13} | | | | | | 10,082 | 7,11 | 50,5521 | 71,683 | 509,666 |

du tableau precedent on tire :-

$$\sum I_{x_i} = 34,5675 \text{ m}^4 \quad ; \quad \sum I_{y_i} = 59,0415 \text{ m}^4$$

$$J = \sum I_{x_i} x_i^2 + \sum I_{y_i} y_i^2 = 301,365 + 1408,39 = 1709,755 \text{ (m}^6\text{)}$$

Efforts reels dans les voiles :-

| | Seisme Agissant Longitudinal ^L | | | Seisme Agissant transversal ^T | | |
|------------|---|------------------------------|----------------------|--|------------------------------|----------------------|
| | Force de translation H'_x | Force de rotation H''_x | $H_x = H'_x + H''_x$ | Force de translation H'_y | Force de rotation H''_y | $H_y = H'_y + H''_y$ |
| V_{L1} | 12,315 | +1,054 | 13,369 | | | |
| $V_{L1'}$ | 1,874 | +0,16 | 2,034 | | | |
| $V_{L2''}$ | 12,315 | +1,054 | 13,369 | | | |
| V_{L2} | 27,745 | -0,165 | 27,58 | | | |
| V_{L3} | 2,116 | -0,012 | 2,104 | | | |
| V_{L4} | 30,527 | -0,182 | 30,345 | | | |
| V_{L5} | 2,2009 | -0,182 | 2,0189 | | | |
| V_{L6} | 0,5794 | -0,046 | 0,5334 | | | |
| V_{L7} | 2,2009 | -0,182 | 2,0189 | | | |
| V_{L8} | 2,2009 | -0,352 | 1,8489 | | | |
| V_{L9} | 1,0003 | -0,146 | 0,8543 | | | |
| V_{L10} | 2,2009 | -0,352 | 1,8489 | | | |
| V_{L11} | 1,361 | -0,322 | 1,039 | | | |
| V_{L12} | 1,361 | -0,322 | 1,039 | | | |
| V_{T1} | | | | 0,796 | -0,318 | 0,478 |
| V_{T2} | | | | 1,288 | -0,344 | 0,944 |
| V_{T3} | | | | 1,288 | -0,175 | 1,113 |
| V_{T4} | | | | 21,059 | -0,096 | 20,963 |
| V_{T5} | | | | 1,288 | 0,163 | 1,451 |
| V_{T6} | | | | 1,288 | 0,333 | 1,621 |
| V_{T7} | | | | 0,796 | 0,310 | 1,106 |
| V_{T8} | | | | 17,076 | 4,995 | 12,081 |
| V_{T9} | | | | 17,076 | -2,323 | 14,753 |
| V_{T10} | | | | 3,417 | -0,015 | 3,402 |
| V_{T11} | | | | 0,469 | 0,032 | 0,501 |
| V_{T12} | | | | 17,076 | 2,380 | 19,456 |
| V_{T13} | | | | 17,076 | 5,052 | 22,128 |

Efforts dans les refoules (Seisme agissant transversalement)

| | 9 | | 8 | | 7 | | 6 | | 5 | | 4 | | 3 | | 2 | | 1 | | RDC | |
|-----------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|
| | H [k] | M [k.m] | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M |
| V_{E1} | 0,846 | 1,264 | 1,201 | 3,649 | 1,511 | 7,036 | 1,776 | 11,297 | 1,997 | 16,306 | 2,174 | 21,937 | 2,307 | 28,068 | 2,396 | 34,574 | 2,144 | 41,330 | 2,44 | 48,211 |
| V_{E2} | 1,672 | 2,497 | 2,371 | 7,212 | 2,983 | 13,898 | 3,508 | 22,310 | 3,945 | 32,203 | 4,295 | 43,328 | 4,557 | 55,439 | 4,732 | 68,290 | 4,819 | 81,634 | 4,819 | 95,224 |
| V_{E3} | 1,971 | 2,944 | 2,796 | 8,502 | 3,517 | 16,387 | 4,136 | 26,305 | 4,651 | 37,968 | 5,063 | 51,084 | 5,373 | 65,362 | 5,579 | 80,513 | 5,682 | 96,246 | 5,682 | 112,27 |
| V_{E4} | 37,136 | 55,450 | 52,667 | 160,173 | 66,257 | 308,694 | 77,904 | 495,539 | 87,610 | 715,228 | 95,375 | 962,29 | 101,198 | 1231,246 | 105,081 | 1516,624 | 107,022 | 1812,953 | 107,022 | 2114,755 |
| V_{E5} | 2,57 | 3,838 | 3,645 | 11,085 | 4,586 | 21,364 | 5,392 | 34,297 | 6,064 | 49,502 | 6,601 | 66,603 | 7,004 | 85,217 | 7,273 | 104,97 | 7,407 | 125,479 | 7,407 | 146,366 |
| V_{E6} | 7,381 | 4,288 | 4,072 | 25,102 | 5,123 | 36,585 | 6,024 | 51,032 | 6,774 | 68,02 | 7,375 | 87,122 | 7,825 | 107,920 | 8,125 | 129,986 | 8,275 | 152,899 | 8,275 | 176,234 |
| V_{E7} | 1,959 | 2,925 | 2,778 | 8,449 | 3,495 | 16,283 | 4,110 | 26,139 | 4,662 | 37,729 | 5,032 | 50,876 | 5,339 | 65,066 | 5,544 | 80,122 | 5,646 | 97,756 | 5,646 | 111,678 |
| V_{E8} | 21,401 | 31,956 | 30,352 | 92,307 | 38,184 | 177,899 | 44,896 | 285,578 | 50,490 | 412,185 | 54,965 | 554,567 | 58,321 | 709,568 | 60,558 | 874,038 | 61,677 | 1044,807 | 61,677 | 1218,736 |
| V_{E9} | 26,135 | 39,024 | 37,065 | 112,724 | 46,629 | 217,248 | 54,826 | 348,741 | 61,657 | 503,351 | 67,121 | 677,224 | 71,220 | 866,505 | 73,952 | 1067,345 | 75,378 | 1225,890 | 75,378 | 1488,287 |
| V_{E10} | 6,026 | 9 | 8,547 | 25,993 | 10,752 | 50,096 | 12,643 | 80,416 | 14,218 | 116,069 | 15,478 | 156,164 | 16,423 | 199,812 | 17,053 | 246,125 | 17,368 | 294,215 | 17,368 | 343,192 |
| V_{E11} | 0,887 | 1,325 | 1,258 | 3,826 | 1,583 | 7,374 | 1,862 | 11,838 | 2,093 | 17,099 | 2,279 | 22,991 | 2,418 | 29,418 | 2,511 | 36,236 | 2,577 | 43,317 | 2,577 | 50,585 |
| V_{E12} | 34,466 | 51,464 | 48,881 | 148,658 | 61,494 | 286,502 | 72,304 | 459,915 | 81,312 | 663,813 | 88,518 | 893,113 | 93,923 | 1142,733 | 97,527 | 1407,596 | 99,328 | 1682,622 | 99,328 | 1962,724 |
| V_{E13} | 39,199 | 58,532 | 55,594 | 169,073 | 69,939 | 325,848 | 82,234 | 523,076 | 92,479 | 754,976 | 100,675 | 1015,767 | 106,823 | 1299,670 | 110,921 | 1600,911 | 112,970 | 1913,708 | 112,970 | 2322,28 |

Efforts dans les refends (Seisme agissant Longitudinalement)

| | 9 | | 8 | | 7 | | 6 | | 5 | | 4 | | 3 | | 2 | | 1 | | RDC | |
|-------------------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|--------|---------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|---------|--------|----------|--------|----------|
| | H [k] | M [t.m] | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M | H | M |
| V _{L1} | 23,68 | 35,363 | 33,59 | 102,140 | 42,25 | 196,864 | 49,68 | 316,009 | 55,87 | 456,107 | 60,82 | 613,660 | 64,54 | 785,173 | 67,01 | 967,175 | 68,25 | 1156,144 | 68,25 | 1348,609 |
| V _{L1'} | 3,60 | 5,380 | 5,11 | 15,532 | 6,43 | 29,942 | 7,56 | 48,075 | 8,50 | 69,394 | 9,25 | 93,364 | 9,82 | 119,449 | 10,19 | 147,141 | 10,38 | 175,877 | 10,38 | 205,149 |
| V _{L1''} | 23,68 | 35,363 | 33,59 | 102,140 | 42,25 | 196,864 | 49,68 | 316,009 | 55,87 | 456,107 | 60,82 | 613,660 | 64,54 | 785,173 | 67,01 | 967,175 | 68,25 | 1156,144 | 68,25 | 1348,609 |
| V _{L2} | 48,85 | 72,953 | 69,29 | 210,71 | 87,17 | 406,108 | 102,49 | 651,927 | 115,26 | 940,949 | 125,48 | 1265,982 | 133,14 | 1619,834 | 138,25 | 1995,29 | 140,80 | 2385,155 | 140,80 | 2782,211 |
| V _{L3} | 3,73 | 5,565 | 5,28 | 16,083 | 6,65 | 30,973 | 7,82 | 49,726 | 8,79 | 71,778 | 9,57 | 96,566 | 10,16 | 123,554 | 10,54 | 152,205 | 10,74 | 181,928 | 10,74 | 212,214 |
| V _{L4} | 53,75 | 80,267 | 76,24 | 231,842 | 95,91 | 446,834 | 112,77 | 777,305 | 126,82 | 1035,316 | 138,06 | 1392,449 | 146,49 | 1782,278 | 152,11 | 2195,38 | 154,92 | 2624,33 | 154,92 | 3061,204 |
| V _{L5} | 3,57 | 5,340 | 5,07 | 15,407 | 6,38 | 29,705 | 7,50 | 47,696 | 8,43 | 68,846 | 9,18 | 93,619 | 9,74 | 118,506 | 10,12 | 145,973 | 10,31 | 174,512 | 10,31 | 203,586 |
| V _{L6} | 0,94 | 1,411 | 1,34 | 4,062 | 1,68 | 7,840 | 1,98 | 12,578 | 2,23 | 18,162 | 2,42 | 24,450 | 2,57 | 31,275 | 2,67 | 38,522 | 2,72 | 46,051 | 2,72 | 53,722 |
| V _{L7} | 3,57 | 5,340 | 5,07 | 15,407 | 6,38 | 29,705 | 7,50 | 47,696 | 8,43 | 68,846 | 9,18 | 92,619 | 9,74 | 118,506 | 10,12 | 145,973 | 10,31 | 174,512 | 10,31 | 203,586 |
| V _{L8} | 3,27 | 4,890 | 4,64 | 14,111 | 5,84 | 27,196 | 6,87 | 43,665 | 7,73 | 63,038 | 8,41 | 84,837 | 8,92 | 108,553 | 9,27 | 133,707 | 9,44 | 159,849 | 9,44 | 186,47 |
| V _{L9} | 1,51 | 2,260 | 2,14 | 6,518 | 2,70 | 12,553 | 3,17 | 20,167 | 3,57 | 29,106 | 3,88 | 39,174 | 4,12 | 50,115 | 4,28 | 61,734 | 4,36 | 73,803 | 4,36 | 86,099 |
| V _{L10} | 3,27 | 4,890 | 4,64 | 14,111 | 5,84 | 27,196 | 6,87 | 43,665 | 7,73 | 63,038 | 8,41 | 84,837 | 8,92 | 108,553 | 9,27 | 133,707 | 9,44 | 159,849 | 9,44 | 186,47 |
| V _{L11} | 1,84 | 2,748 | 2,61 | 7,937 | 3,28 | 15,297 | 3,86 | 24,546 | 4,34 | 35,432 | 4,72 | 47,670 | 5,01 | 60,981 | 5,21 | 75,109 | 5,30 | 89,801 | 5,30 | 104,747 |
| V _{L12} | 1,84 | 2,748 | 2,61 | 7,937 | 3,28 | 15,297 | 3,86 | 24,546 | 4,34 | 35,432 | 4,72 | 47,670 | 5,01 | 60,981 | 5,21 | 75,109 | 5,30 | 89,801 | 5,30 | 104,747 |

Etude et Calcul des refends :-

des refends sont calculés sous l'effet des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées, et ceci afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour chaque section.

A// Refends sans ouvertures (Pleins)

Le calcul de ce type de refend est simple, c'est celui d'une section rectangulaire en Béton Armé calculée vis-à-vis des éléments de réduction des forces appliquées (Charges verticales et efforts du sisme) soient M, N, T

B// Refends avec Ouvertures :-

- 1) Refends avec une seule file d'ouvertures :-

(*) Sollicitations Horizontales :-

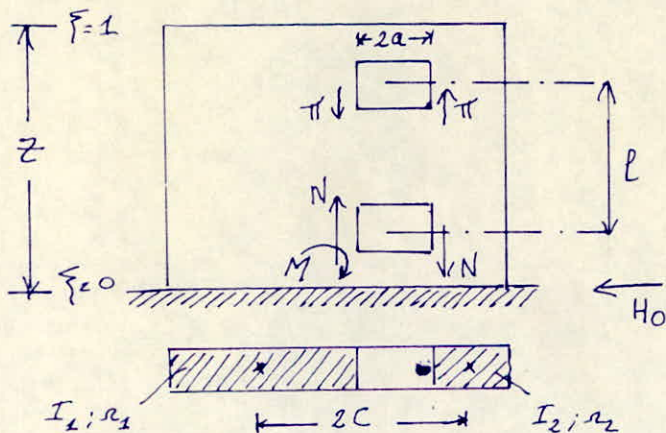
Hypothèses :-

- des efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- au niveau de chaque étage, les éléments de refend subissent le même déplacement.

Méthode de Calcul :-

Le paramètre $\alpha = w.z$ qui permet de déterminer le degré de monolithisme d'un refend donné; nous guide à classer les refends à une file d'ouvertures en trois classes.

a// Refends à petites ouvertures c.e.d. $\alpha \geq 10$



$$\xi = \frac{z}{z}$$

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} (1 - \xi^2)$$

$$N = \sum \pi = \frac{M}{2c}$$

$$M = \bar{\pi} \cdot a$$

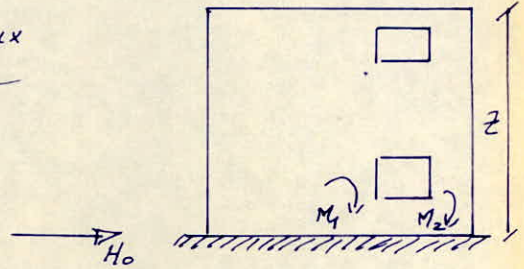
$I_1; r_1$ $\leftarrow 2c \rightarrow$ $I_2; r_2$

on peut donner la valeur de l'effort tranchant π en fonction de l'effort tranchant total appliqué à la base H_0 par :-

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} (1 - \xi^2)$$

b// Refeuds à grande ouvertures : $\alpha < 1$.

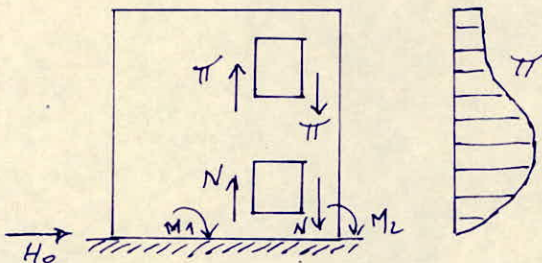
dans ce cas, on considère que les deux parties du refeud sont capables de subir les mêmes déformations horizontales :-



$$\begin{aligned} \pi &= 0 \\ M_2 &= \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot \frac{z}{2} \\ M_2 &= M_1 \cdot \frac{I_2}{I_1} \\ N &= 0 \end{aligned}$$

c// Refeuds à moyennes ouvertures : (Cas où $\alpha = 1 \div 10$)

dans ce cas, la répartition de l'effort tranchant n'est plus parabolique, elle présente la forme donnée par la figure ci-dessous et dont les variations sont données par le coefficient ϕ tabulé (fig. B.23.a M. Divers)

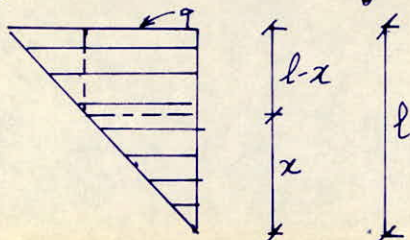


$$\begin{aligned} \pi &= \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \phi \\ \text{on trouve que :-} \\ M_1 &= \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot z \left[\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \frac{2m c \phi}{I} \right] \\ M_2 &= M_1 \cdot \frac{I_2}{I_1} \\ N &= \sum \pi \end{aligned}$$

ϕ : est un coefficient tabulé (fig B.23.b M. Divers)

- les formules citées ci-dessus ne sont pas données par M. Divers, les formules données pour des charges rectangulaires ne vérifient pas les moments à la base ; dans ce cas on a été obligé de déterminer les formules convenables pour avoir l'équilibre à la base :-

Démonstration de la formule pour une charge triangulaire :-



La charge agissant à un niveau z , est trapezoidale ou la décompose en charge triangulaire, et rectangulaire d'où la charge totale :

$$q = q_r + q_t$$

avec : $q_r = q \cdot \frac{x}{l}$; et $q_t = q - q_r$

donc le moment au niveau x sera :-

$$M = q_r \frac{(l-x)^2}{2} + 2 \frac{(q-q_r)(l-x)^2}{3}$$

d'où : $M = q \cdot \frac{x}{l} \frac{(l-x)^2}{2} + \frac{q(l-x)}{l} \cdot \frac{(l-x)}{2} \cdot \frac{2}{3} (l-x)$

$$\Rightarrow M = \frac{q(l-x)^2}{2l} \left[x + \frac{2}{3} (l-x) \right] = q \frac{(l-x)^2}{2} \left[\frac{1}{3} x + \frac{2}{3} l \right]$$

on pose $x = \xi \cdot l$

$$\Rightarrow M = \frac{q l^2 (1-\xi)^2}{2l} \left[\frac{1}{3} \xi l + \frac{2}{3} l \right] = \frac{q l^2}{2} (1 + \xi^2 - 2\xi) \left(\frac{\xi+2}{3} \right)$$

$$\Rightarrow M = \frac{q l^2}{6} \left[\xi + \xi^3 - 2\xi^2 + 2 + 2\xi^2 - 4\xi \right] = \frac{q l^2}{6} \left[2 - 3\xi + \xi^3 \right]$$

donc :- $M = \frac{H_0 l}{3} (2 - 3\xi + \xi^3)$ avec $H_0 = \frac{q l}{2}$

H_0 : étant l'effort tranchant à la base.

$$\Rightarrow M = \frac{H_0 l}{3} (2 - 3\xi + \xi^3)$$

Remarque :-

La formule donnée par M. Divers : $\pi = H_0 \cdot \frac{m l}{I} (1 - \xi)$ est valable seulement pour le cas d'une répartition Uniforme de H (Cas du vent)

(**) Sollicitations Verticales :-

D'après M. DAVIDOVICI ; si les Ouvertures sont disposées d'une façon asymétrique par rapport à leurs axes alors les charges Verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) sont excentrées comme l'indique la figure (a) de plus la redistribution des efforts dans les éléments de refend engendre des moments M_1 et M_2 et des efforts normaux N_1 et N_2 .

- Mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dus au séisme, donc pratiquement on peut négliger cette excentricité, et on tient compte que de l'effort normal de compression sur les trumeaux.

2// Refoules à plusieurs fils, d'ouvertures :-

La méthode utilisée pour le calcul des refoules à une file d'ouverture peut être généralisée dans le cas des refoules à plusieurs fils d'ouvertures en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refend. Dans ce cas on aura à calculer :

$\left. \begin{array}{l} S_0 : \text{surface des ouvertures (prise en élevation)} \\ \text{ou} \\ S_T : \text{surface totale du refend (prise en élevation)} \end{array} \right\} \frac{S_0}{S_T} \text{ ou } \frac{S_T}{S_0}$

- si $\frac{S_0}{S_T} < 10\%$ ⇒ refoules à très petites ouvertures.

⇒ $\pi_i = H_0 \cdot m_i \cdot l \cdot (1 - \xi^2)$

$N = \sum \pi_i - \sum \pi_{i-1}$

L'évaluation de M_1 et de M_2 est sans objet.

on a : $M = 2N_1 (q_1 + q_2 + \dots) + 2N_2 (q_2 + q_3 + \dots) + \dots$

m_i : moment statique de l'élément de refend (ou des éléments de refend) qui tend (ou tendent) à glisser par rapport au linteau puis en considération

- si $\frac{S_0}{S_T} = 10\% \div 25\%$ ⇒ refoules à petites ouvertures.

on calcul : $\pi_i^* = H_0 \cdot l \cdot \frac{2a_i^3}{3} \cdot \frac{\xi_i \cdot \xi_i^2}{a_i^2}$; $\pi_i^{**} = H_0 \cdot m_i \cdot l \cdot \frac{I}{(1 - \xi^2)}$

⇒ $\pi_i = \frac{\pi_i^* + \pi_i^{**}}{2}$

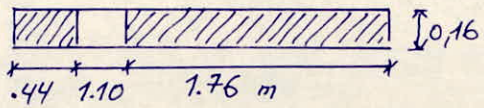
et $N_i = \sum \pi_i - \sum \pi_{i-1}$

$M_i = \frac{\sum \pi_i}{I} \cdot H_0 \cdot z \cdot \left[\frac{(1 - \xi)^3}{3} (2 + \xi) - 4 \right]$

avec ξ_i : hauteur du linteau z

Repartition des efforts dans les refereds :-

Voile VLg :-



$H_0 = 4,36$ (t) : l'effort tranchant à la base (au niveau du RDC)

$m = 0,1239$

$I = 0,3466$

$\alpha = 88,407$

$I_1 = 1,135 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$I_2 = 0,0726$

$2C = 2,2$

$\frac{2mC}{I} = 0,7864$

$\alpha = 88,407 > 10$ (cas d'ouvertures de faibles dimensions)

$\Rightarrow \pi = \frac{H_0 m l}{I} (1 - \xi^2)$

$M_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} H_0 z \left[\frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - 2mC/\psi \right]$

$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$

$N_1 = \sum \pi$

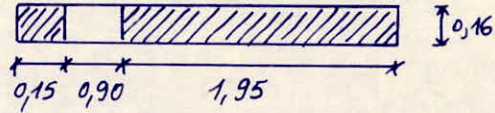
| niveau | ξ | ϕ | $\frac{(1-\xi)^2}{3}$ | $(2+\xi)$ | ψ | $\frac{2mC\psi}{I}$ | $\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - 2mC\psi/I$ | π | M_1 | M_2 | N |
|-----------------|-------|--------|-----------------------|-----------|--------|----------------------|--|-------|-------------------|--------|--------|
| 10 ^e | 1 | 0 | 0 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 9 ^e | 0,9 | 0,19 | 0,0033 | 2,9 | 0,01 | $7,86 \cdot 10^{-3}$ | $1,71 \cdot 10^{-3}$ | 0,835 | $3,23 \cdot 10^3$ | 0,206 | 0,835 |
| 8 ^e | 0,8 | 0,36 | 0,013 | 2,8 | 0,035 | 0,027 | $9,4 \cdot 10^{-3}$ | 1,582 | 0,017 | 1,087 | 2,1417 |
| 7 ^e | 0,7 | 0,51 | 0,03 | 2,7 | 0,08 | 0,063 | 0,018 | 2,241 | 0,034 | 2,175 | 4,658 |
| 6 ^e | 0,6 | 0,64 | 0,053 | 2,6 | 0,135 | 0,106 | 0,0318 | 2,813 | 0,06 | 3,837 | 7,471 |
| 5 ^e | 0,5 | 0,75 | 0,083 | 2,5 | 0,215 | 0,169 | 0,0385 | 3,296 | 0,073 | 4,669 | 10,767 |
| 4 ^e | 0,4 | 0,84 | 0,12 | 2,4 | 0,3 | 0,236 | 0,052 | 3,692 | 0,098 | 6,268 | 14,459 |
| 3 ^e | 0,3 | 0,91 | 0,163 | 2,3 | 0,377 | 0,296 | 0,0789 | 4,00 | 0,149 | 9,530 | 18,459 |
| 2 ^e | 0,2 | 0,96 | 0,213 | 2,2 | 0,47 | 0,369 | 0,0996 | 4,22 | 0,188 | 12,025 | 22,679 |
| 1 ^e | 0,1 | 0,99 | 0,27 | 2,1 | 0,565 | 0,444 | 0,123 | 4,351 | 0,232 | 14,839 | 27,03 |
| RDC | 0 | 1 | 0,333 | 2 | 0,66 | 0,519 | 0,147 | 4,395 | 0,278 | 17,782 | 31,425 |

$M_1 + M_2 + 2NC = 0,278 + 17,782 + 2,2 \times 31,425 = 87,195$

$M_{ext} = 86,09$ (t.m)

\Rightarrow Erreur = 1,21 %

V_{L6} :-



$H_0 = 2,72 \text{ (t)}$

$m = 0,0518$
 $I = 0,2006$
 $a = 44,46$
 $I_1 = 4,5 \cdot 10^{-5}$
 $I_2 = 0,0988$ } $\Rightarrow \Sigma I_i = 0,098845$
 $2c = 1,95 \Rightarrow c = 0,975$
 $\frac{2mc}{I} = 0,5035393$

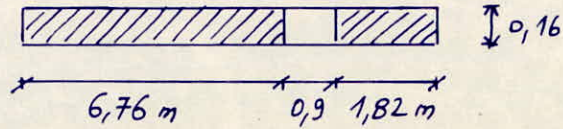
| niveau | f | φ | $\frac{(1-f)^2}{3}$ | (2+f) | ψ | $\frac{2mcψ}{I}$ | $\frac{(1-f)^2(2+f)}{3} - \frac{2mcψ}{I}$ | π | M ₁ | M ₂ | N |
|-----------------|-----|------|---------------------|-------|-------|-----------------------|---|-------|-------------------|----------------|--------|
| 10 ^e | 1 | 0 | 0 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 9 ^e | 0,9 | 0,19 | 0,0033 | 2,9 | 0,01 | $5,035 \cdot 10^{-3}$ | $4,535 \cdot 10^{-3}$ | 0,376 | $1,58 \cdot 10^4$ | 0,346 | 0,376 |
| 8 ^e | 0,8 | 0,36 | 0,013 | 2,8 | 0,035 | 0,017 | 0,0194 | 0,713 | $6,77 \cdot 10^4$ | 1,486 | 1,089 |
| 7 ^e | 0,7 | 0,51 | 0,03 | 2,7 | 0,08 | 0,040 | 0,041 | 1,010 | $1,43 \cdot 10^3$ | 3,139 | 3,511 |
| 6 ^e | 0,6 | 0,64 | 0,053 | 2,6 | 0,135 | 0,068 | 0,069 | 1,267 | $2,41 \cdot 10^3$ | 5,291 | 4,778 |
| 5 ^e | 0,5 | 0,75 | 0,083 | 2,5 | 0,215 | 0,108 | 0,099 | 1,485 | $3,45 \cdot 10^3$ | 7,574 | 6,263 |
| 4 ^e | 0,4 | 0,84 | 0,12 | 2,4 | 0,3 | 0,151 | 0,137 | 1,663 | $4,78 \cdot 10^3$ | 10,494 | 7,926 |
| 3 ^e | 0,3 | 0,91 | 0,163 | 2,3 | 0,377 | 0,189 | 0,186 | 1,802 | $6,49 \cdot 10^3$ | 12,249 | 9,728 |
| 2 ^e | 0,2 | 0,96 | 0,213 | 2,2 | 0,47 | 0,236 | 0,232 | 1,901 | $8,1 \cdot 10^3$ | 17,784 | 11,629 |
| 1 ^e | 0,1 | 0,99 | 0,27 | 2,1 | 0,565 | 0,284 | 0,283 | 1,961 | $9,88 \cdot 10^3$ | 21,692 | 13,59 |
| RDC | 0 | 1 | 0,333 | 2 | 0,66 | 0,332 | 0,334 | 1,98 | 0,011 | 24,151 | 15,57 |

Verification :- $M_1 + M_2 + 2NC = 0,011 + 24,151 + 1,95(15,57) = 54,5235 \text{ (t.m)}$

$M_{ext} = 53,722 \text{ (t.m)}$

$\Rightarrow \text{Erreur} = 1,47 \%$

$V_{t8} = V_{t9} = V_{t12} = V_{t13}$ (même Caractéristique géométrique avec H_0 qui est différent)



$$\begin{aligned} m &= 1,184 & ; & \quad 2c = 5,19 \\ I &= 10,33 \\ \alpha &= 16,61 & \quad \frac{2mc}{I} &= 0,5948654 \\ I_1 &= 4,118 \\ I_2 &= 0,08 \end{aligned}$$

$V_{t8} :- H_0 = 61,677 \text{ (t)}$

| Niveau | ξ | ϕ | $\frac{(1-\xi)^2}{3}$ | $(2+\xi)$ | ψ | $\frac{2mc\psi}{I}$ | $\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2mc\psi}{I}$ | π | M_1 | M_2 | N |
|-----------------|-------|--------|-----------------------|-----------|--------|----------------------|--|-------|---------|-------|--------|
| 10 ^e | 1 | 0 | 0 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 9 ^e | 0,9 | 0,19 | 0,0033 | 2,9 | 0,01 | $5,94 \cdot 10^{-3}$ | $3,63 \cdot 10^{-3}$ | 3,79 | 6,193 | 0,120 | 3,79 |
| 8 ^e | 0,8 | 0,36 | 0,013 | 2,8 | 0,035 | 0,020 | 0,0164 | 7,17 | 27,981 | 0,543 | 10,96 |
| 7 ^e | 0,7 | 0,51 | 0,03 | 2,7 | 0,08 | 0,047 | 0,034 | 10,16 | 58,009 | 1,127 | 21,12 |
| 6 ^e | 0,6 | 0,64 | 0,053 | 2,6 | 0,135 | 0,08 | 0,057 | 12,75 | 97,250 | 1,889 | 33,87 |
| 5 ^e | 0,5 | 0,75 | 0,083 | 2,5 | 0,215 | 0,127 | 0,08 | 14,95 | 136,491 | 2,651 | 48,82 |
| 4 ^e | 0,4 | 0,84 | 0,12 | 2,4 | 0,3 | 0,178 | 0,11 | 16,74 | 187,676 | 3,646 | 65,56 |
| 3 ^e | 0,3 | 0,91 | 0,163 | 2,3 | 0,377 | 0,224 | 0,151 | 18,14 | 257,628 | 5,005 | 83,7 |
| 2 ^e | 0,2 | 0,96 | 0,213 | 2,2 | 0,47 | 0,279 | 0,189 | 19,14 | 322,461 | 6,264 | 102,84 |
| 1 ^e | 0,1 | 0,99 | 0,27 | 2,1 | 0,565 | 0,336 | 0,231 | 19,73 | 394,119 | 7,656 | 122,57 |
| RDC | 0 | 1 | 0,333 | 2 | 0,66 | 0,392 | 0,274 | 19,93 | 467,484 | 9,082 | 142,5 |

Verification :-

$$M_1 + M_2 + 2NC = 467,484 + 9,082 + 5,19 (142,5) = 1216,141 \text{ (t.m)}$$

$$M_{ext} = 1218,736 \text{ (t.m)}$$

$$\Rightarrow \text{Erreur} = 0,2 \%$$

$V_{t9} : H_0 = 75,318 \text{ (t)}$

| | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|---------------------|----|-------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $\pi \text{ [t]}$ | 0 | 4,63 | 8,75 | 12,41 | 15,57 | 18,25 | 20,44 | 22,15 | 23,37 | 24,09 | 24,33 |
| $M_1 \text{ [t.m]}$ | 0 | 7,562 | 34,169 | 70,838 | 118,718 | 166,678 | 229,184 | 314,607 | 393,779 | 481,285 | 570,876 |
| $M_2 \text{ [t.m]}$ | 0 | 0,146 | 0,663 | 1,376 | 2,306 | 3,237 | 4,452 | 6,112 | 7,649 | 9,349 | 11,09 |
| $N \text{ [t]}$ | 0 | 4,63 | 13,38 | 25,79 | 41,36 | 59,61 | 80,05 | 1022 | 125,57 | 149,66 | 173,99 |

Verification :- $M_1 + M_2 + 2NC = 570,876 + 11,090 + 5,19(173,99) = 1484,974$
 $M_{ext} = 1488,287$ (t.m)
 $\Rightarrow \text{Erreur} = 0,22\%$

$V_{t12} : H_0 = 99,328 \text{ (t)}$

| | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|-------|----|-------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| π | 0 | 6,10 | 11,54 | 16,36 | 20,53 | 24,076 | 26,96 | 29,21 | 30,82 | 31,77 | 32,1 |
| M_1 | 0 | 9,973 | 45,062 | 93,421 | 156,616 | 219,812 | 302,243 | 414,898 | 519,309 | 634,711 | 753,861 |
| M_2 | 0 | 0,194 | 0,875 | 1,815 | 3,042 | 4,270 | 5,871 | 8,060 | 10,088 | 12,330 | 14,626 |
| N | 0 | 6,10 | 17,64 | 34,00 | 54,53 | 78,60 | 105,56 | 134,77 | 165,59 | 197,36 | 229,46 |

Verification :- $M_1 + M_2 + 2NC = 1958,384$ (t.m)
 $M_{ext} = 1962,727$ (t.m) $\Rightarrow \text{Erreur} = 0,22\%$

$V_{t13} : H_0 = 112,97 \text{ (t)}$

| | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|-------|----|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| π | 0 | 6,94 | 13,13 | 18,61 | 23,35 | 27,38 | 30,66 | 33,22 | 35,06 | 36,14 | 36,50 |
| M_1 | 0 | 11,343 | 51,251 | 106,25 | 178,127 | 250,002 | 343,754 | 471,881 | 590,632 | 721,883 | 856,262 |
| M_2 | 0 | 0,220 | 0,995 | 2,064 | 3,460 | 4,857 | 6,678 | 9,167 | 11,474 | 14,024 | 16,634 |
| N | 0 | 6,94 | 20,07 | 38,68 | 62,03 | 89,41 | 120,07 | 153,29 | 188,35 | 224,49 | 260,99 |

Verification :- $M_1 + M_2 + 2NC = 2227,434$ (t.m)
 $M_{ext} = 2232,284$ (t.m) $\Rightarrow \text{Erreur} = 0,21\%$

Superposition des sollicitations :-

D'après le règlement parasismique Algerien (R.P.A:83), la combinaison des charges et surcharges dans les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les 2 formules suivantes :

- ① $G + Q + E$ G : charge verticale permanente
- ② $0,8G + E$ Q : surcharge d'exploitation (sans majoration)
- E : surcharge verticale dû au séisme.

les résultats sont donnés sous forme de tableaux pour chaque voile et à chaque niveau

a// Voiles Pleins

$$V_{L I} = V_{L I''}$$

| superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|---------------|--------|---------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|----------|----------|
| G | 21,64 | 42,03 | 62,42 | 82,81 | 103,2 | 123,59 | 143,98 | 164,37 | 184,76 | 205,15 |
| Q | 1,76 | 4,85 | 7,63 | 10,1 | 12,26 | 14,11 | 15,65 | 17,19 | 18,73 | 20,27 |
| G + Q | 23,4 | 46,88 | 70,05 | 92,91 | 115,46 | 137,7 | 159,63 | 181,56 | 203,49 | 225,42 |
| 0,8G + E | 17,31 | 33,62 | 49,94 | 66,25 | 82,56 | 98,87 | 115,18 | 131,49 | 147,81 | 164,12 |
| M(t.m) | 35,363 | 102,149 | 196,864 | 316,009 | 456,107 | 613,66 | 785,173 | 967,175 | 1156,144 | 1348,609 |

$$V_{L I'}$$

| superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|---------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| G | 8,94 | 17,22 | 25,5 | 33,78 | 42,06 | 50,34 | 58,62 | 66,9 | 75,18 | 83,46 |
| Q | 0,61 | 1,68 | 2,64 | 3,49 | 4,24 | 4,88 | 5,41 | 5,94 | 6,47 | 7,00 |
| G + Q | 9,55 | 18,9 | 28,14 | 37,27 | 46,3 | 55,22 | 64,03 | 72,84 | 81,65 | 88,46 |
| 0,8G + E | 7,15 | 13,77 | 20,4 | 27,02 | 33,65 | 40,27 | 46,89 | 53,52 | 60,14 | 65,77 |
| M(t.m) | 5,380 | 15,532 | 29,942 | 48,075 | 69,394 | 93,364 | 119,449 | 147,141 | 175,887 | 205,149 |

$V_{L2} :-$

| Superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | R0C |
|---------------|--------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|----------|---------|
| G | 28,33 | 55,78 | 83,23 | 110,68 | 138,13 | 165,58 | 193,03 | 220,48 | 247,93 | 275,38 |
| Q | 1,95 | 5,86 | 9,78 | 12,51 | 15,25 | 17,6 | 19,56 | 21,52 | 23,48 | 25,44 |
| G + Q | 30,28 | 61,64 | 92,61 | 123,19 | 153,38 | 183,18 | 212,59 | 242,0 | 271,41 | 300,82 |
| 0,8GFE | 22,664 | 44,624 | 66,584 | 88,544 | 110,504 | 132,464 | 154,424 | 176,384 | 198,344 | 220,304 |
| M(t.m) | 72,953 | 210,71 | 406,108 | 651,927 | 940,949 | 1265,982 | 1619,834 | 1995,29 | 2385,155 | 2782,21 |

 $V_{L3} :-$

| Superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | R0C |
|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| G | 15,86 | 29,85 | 43,84 | 57,83 | 71,82 | 85,81 | 99,8 | 113,79 | 127,78 | 141,77 |
| Q | 1,36 | 3,74 | 5,88 | 7,78 | 9,44 | 10,87 | 12,06 | 13,25 | 14,44 | 15,63 |
| G + Q | 17,22 | 33,59 | 49,72 | 65,61 | 81,26 | 96,68 | 111,86 | 127,04 | 142,22 | 157,4 |
| 0,8GFE | 12,688 | 23,88 | 35,072 | 46,264 | 57,456 | 68,648 | 79,84 | 91,032 | 102,224 | 113,416 |
| M(t.m) | 5,565 | 16,083 | 30,973 | 49,726 | 71,778 | 96,556 | 123,554 | 152,205 | 181,928 | 212,214 |

 $V_{L4} :-$

| Superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | R0C |
|---------------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|---------|---------|----------|
| G | 28,86 | 56,81 | 84,76 | 112,71 | 140,66 | 168,61 | 196,56 | 224,51 | 252,46 | 280,41 |
| Q | 1,97 | 5,42 | 8,53 | 11,29 | 13,71 | 15,78 | 17,51 | 19,24 | 20,97 | 22,7 |
| G + Q | 30,83 | 62,23 | 93,29 | 124,0 | 154,37 | 184,39 | 214,07 | 243,75 | 273,43 | 303,11 |
| 0,8GFE | 23,088 | 45,448 | 67,808 | 90,168 | 112,528 | 134,888 | 157,248 | 179,608 | 201,968 | 224,328 |
| M(t.m) | 80,267 | 231,842 | 446,834 | 717,305 | 1035,316 | 1392,949 | 1782,278 | 2195,38 | 2624,33 | 3061,204 |

$V_{L5} = V_{L7} = V_{L3} = V_{L5} \therefore$ (avec des moments differents)

| Superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|--|-------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| G | 15,63 | 29,16 | 42,69 | 56,22 | 69,75 | 83,28 | 96,81 | 110,34 | 123,87 | 137,4 |
| Q | 1,2 | 3,5 | 5,7 | 7,41 | 9,02 | 10,4 | 11,55 | 12,7 | 13,85 | 15,00 |
| G + Q | 16,83 | 32,66 | 48,26 | 63,63 | 78,77 | 93,68 | 108,36 | 123,04 | 137,72 | 152,4 |
| 0,8G + E | 12,50 | 23,33 | 34,15 | 44,97 | 55,8 | 66,62 | 77,45 | 88,27 | 99,09 | 109,92 |
| M [V _{L5} = V _{L7}] | 5,340 | 15,407 | 29,705 | 47,696 | 68,846 | 92,619 | 118,506 | 145,973 | 174,512 | 203,586 |
| M (V _{L3}) | 2,944 | 8,502 | 16,387 | 26,305 | 37,968 | 51,084 | 65,362 | 80,513 | 96,246 | 112,27 |
| M (V _{L5}) | 3,838 | 11,085 | 21,364 | 34,297 | 49,502 | 66,603 | 85,217 | 104,97 | 125,479 | 146,366 |

$V_{L8} = V_{L10} = V_{L2} = V_{L6} \therefore$ (avec des moments differents)

| Superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| G | 14,77 | 25,62 | 36,47 | 47,32 | 58,17 | 69,02 | 79,87 | 90,72 | 101,57 | 112,42 |
| Q | 0,98 | 2,69 | 4,23 | 5,6 | 6,8 | 7,82 | 8,67 | 9,52 | 10,37 | 11,22 |
| G + Q | 15,75 | 28,31 | 40,7 | 52,92 | 64,97 | 76,84 | 88,54 | 100,24 | 111,94 | 123,64 |
| 0,8G + E | 11,816 | 20,496 | 29,176 | 37,856 | 46,536 | 55,216 | 63,896 | 72,576 | 81,256 | 89,936 |
| M [V _{L8} = V _{L10}] | 4,89 | 14,111 | 27,196 | 43,665 | 63,038 | 84,837 | 108,553 | 133,707 | 159,849 | 186,47 |
| M (V _{L2}) | 2,497 | 7,212 | 13,898 | 22,310 | 32,203 | 43,328 | 55,439 | 68,290 | 81,634 | 95,224 |
| M (V _{L6}) | 4,288 | 12,102 | 23,585 | 38,032 | 55,02 | 74,122 | 95,920 | 119,986 | 146,899 | 176,234 |

$V_{L11} = V_{L12} = V_{L1} = V_{L7} \quad \therefore$ (avec des moments différents)

| Superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| G | 9,53 | 15,65 | 21,77 | 27,89 | 34,01 | 40,13 | 46,25 | 52,37 | 58,49 | 64,61 |
| Q | 0,38 | 1,04 | 1,63 | 2,16 | 2,62 | 3,01 | 3,34 | 3,67 | 4,00 | 4,33 |
| G+Q | 9,91 | 16,69 | 23,4 | 30,05 | 36,63 | 43,14 | 49,59 | 56,04 | 62,49 | 68,94 |
| 0,8G+E | 7,624 | 12,52 | 17,416 | 22,312 | 27,208 | 32,104 | 37,00 | 41,896 | 46,792 | 51,688 |
| $M[V_{L11} = V_{L12}]$ | 2,748 | 7,937 | 15,297 | 24,546 | 35,432 | 47,670 | 60,981 | 75,109 | 89,801 | 104,747 |
| $M(V_{L1})$ | 1,264 | 3,649 | 7,036 | 11,297 | 16,306 | 21,937 | 28,068 | 34,574 | 41,330 | 48,211 |
| $M(V_{L7})$ | 2,925 | 8,449 | 16,283 | 26,139 | 37,729 | 50,876 | 65,066 | 80,122 | 97,756 | 117,678 |

$V_{L4} \quad \therefore$

| Superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|---------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|
| G | 22,06 | 43,29 | 64,52 | 85,75 | 106,98 | 128,21 | 149,44 | 170,67 | 191,9 | 213,13 |
| Q | 1,2 | 3,71 | 5,97 | 7,98 | 9,74 | 11,24 | 12,49 | 13,74 | 14,99 | 16,24 |
| G+Q | 23,26 | 47,0 | 70,49 | 93,73 | 116,72 | 139,45 | 161,93 | 184,41 | 206,89 | 229,37 |
| 0,8G+E | 17,648 | 34,632 | 51,616 | 68,6 | 85,584 | 102,568 | 119,552 | 136,536 | 153,52 | 170,504 |
| $M(t.m)$ | 55,450 | 160,173 | 308,694 | 495,539 | 715,228 | 962,29 | 1231,206 | 1516,624 | 1812,953 | 2114,755 |

$V_{L10} \quad \therefore$

| Superposition | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|---------------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| G | 12,53 | 23,22 | 33,91 | 44,6 | 55,29 | 65,98 | 76,67 | 87,36 | 98,05 | 108,74 |
| Q | 0,72 | 3,3 | 5,62 | 7,68 | 9,48 | 11,03 | 12,32 | 13,61 | 14,9 | 16,19 |
| G+Q | 13,25 | 26,52 | 39,53 | 52,28 | 64,77 | 77,01 | 88,99 | 100,97 | 112,95 | 124,93 |
| 0,8G+E | 10,024 | 18,576 | 27,128 | 35,68 | 44,232 | 52,784 | 61,336 | 69,888 | 78,44 | 86,992 |
| $M(t.m)$ | 9,00 | 25,993 | 50,096 | 80,416 | 116,069 | 156,164 | 199,812 | 246,125 | 294,215 | 343,192 |

Distribution des charges verticales sur les trumeaux :-

pour les voiles avec une (ou plusieurs) fûles d'ouvertures, la distribution des charges verticales sur les trumeaux se fait proportionnellement à leurs longueurs

$$V_i = V \cdot \frac{l_i}{L}$$

V : charge verticale totale qui s'applique sur la voile

V_i : charge verticale qui revient au trumeau (i)

l_i : longueur du trumeau (i) + $\frac{1}{2}$ de la longueur du linteau

L : longueur totale du voile

Voile V_{t8} :-

| N°o | Combinaison | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|--------------|-------------|-------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Trumeau (I) | G | 22,09 | 42,09 | 62,19 | 82,28 | 102,37 | 122,47 | 142,56 | 162,65 | 182,75 | 202,84 |
| | Q | 1,81 | 4,92 | 7,82 | 10,35 | 12,57 | 14,47 | 16,05 | 17,63 | 19,22 | 20,8 |
| | E | 3,79 | 10,96 | 21,12 | 32,89 | 48,82 | 65,58 | 83,7 | 102,84 | 124,57 | 147,5 |
| | G+Q+E | 27,6 | 58,02 | 94,13 | 126,5 | 163,76 | 202,5 | 242,37 | 283,72 | 324,54 | 366,14 |
| | 0,8G+E | 21,39 | 44,63 | 70,87 | 99,69 | 130,71 | 163,53 | 197,35 | 232,96 | 268,77 | 304,77 |
| | 0,8G-E | 13,81 | 22,71 | 28,63 | 31,95 | 33,07 | 32,41 | 30,35 | 27,28 | 23,19 | 18,63 |
| Trumeau (II) | M_1 (t.m) | 6,193 | 27,981 | 58,009 | 97,250 | 136,191 | 187,676 | 253,628 | 322,561 | 394,119 | 467,484 |
| | G | 6,93 | 13,26 | 19,58 | 25,91 | 32,24 | 38,56 | 44,89 | 51,22 | 57,54 | 63,87 |
| | Q | 0,57 | 1,57 | 2,47 | 3,27 | 3,96 | 4,56 | 5,06 | 5,56 | 6,05 | 6,55 |
| | E | 3,79 | 10,96 | 21,12 | 32,87 | 48,82 | 65,56 | 83,7 | 102,84 | 122,57 | 142,5 |
| | G+Q+E | 11,29 | 25,79 | 43,17 | 63,05 | 85,02 | 108,68 | 133,65 | 159,62 | 186,16 | 212,92 |
| | 0,8G+E | 9,33 | 21,57 | 36,78 | 54,69 | 74,61 | 96,44 | 119,61 | 143,81 | 168,69 | 193,59 |
| 0,8G-E | 1,77 | -0,35 | -5,46 | -13,14 | -23,03 | -34,71 | -47,79 | -61,86 | -76,54 | -91,40 | |
| M_2 (t.m) | 0,129 | 0,543 | 1,127 | 1,869 | 2,651 | 3,646 | 4,855 | 6,264 | 7,656 | 9,082 | |

. V_{tm}

| | | | | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Supers. | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
| G | 5,23 | 6,23 | 13,23 | 27,23 | 21,23 | 25,23 | 29,23 | 33,23 | 37,23 | 41,23 |
| Q | 0,28 | 0,53 | 0,75 | 0,95 | 1,12 | 1,27 | 1,39 | 1,51 | 1,63 | 1,75 |
| G+Q | 5,51 | 6,76 | 13,98 | 18,18 | 22,35 | 26,52 | 30,62 | 34,74 | 38,86 | 42,98 |
| 0,8G+E | 4,18 | 7,38 | 10,58 | 13,78 | 16,98 | 20,18 | 23,38 | 26,58 | 29,78 | 32,98 |
| M (E.m) | 1,325 | 9,826 | 47,34 | 118,38 | 177,089 | 221,997 | 261,418 | 299,239 | 337,317 | 375,015 |

-6// Voiles avec une file d'ouverture :-
 Veg :-

| | | | | | | | | | | | |
|----------------------|--------|--------|--------|---------|----------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| Veg | Combi. | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
| G | 23,34 | 22,12 | 60,51 | 85,9 | 101,72 | 117,47 | 132,72 | 148,9 | 165,16 | 181,35 | 197,52 |
| Q | 4,90 | 5,46 | 10,51 | 14,22 | 17,47 | 20,15 | 22,43 | 24,43 | 26,17 | 27,71 | 29,16 |
| E | 4,63 | 13,38 | 6,75 | 9,36 | 11,41 | 13,61 | 15,05 | 16,22 | 17,13 | 17,91 | 18,59 |
| G+Q+E | 29,87 | 41,06 | 77,77 | 109,47 | 138,87 | 169,69 | 197,22 | 221,08 | 251,92 | 281,23 | 307,27 |
| 0,8G+E | 23,302 | 48,756 | 77,862 | 101,736 | 125,09 | 148,226 | 171,184 | 194,08 | 216,92 | 238,743 | 259,511 |
| 0,8G-E | 14,042 | 21,966 | 29,128 | 35,419 | 40,878 | 46,58 | 52,126 | 57,918 | 63,792 | 69,743 | 75,765 |
| M ₁ (E.m) | 4,582 | 34,169 | 70,838 | 108,778 | 146,9678 | 185,418 | 224,184 | 263,279 | 302,713 | 342,485 | 382,6075 |
| G | 7,35 | 13,92 | 20,5 | 27,2 | 33,6 | 40,1 | 46,22 | 51,92 | 57,35 | 62,64 | 67,91 |
| Q | 0,9 | 2,04 | 3,33 | 4,78 | 6,19 | 7,59 | 8,95 | 10,27 | 11,47 | 12,55 | 13,52 |
| E | 4,93 | 13,38 | 6,9 | 9,36 | 11,61 | 13,61 | 15,05 | 16,22 | 17,13 | 17,91 | 18,59 |
| G+Q+E | 12,58 | 29,34 | 49,62 | 72,91 | 93,77 | 116,62 | 140,12 | 164,46 | 188,97 | 213,66 | 238,42 |
| 0,8G+E | 10,51 | 24,516 | 42,19 | 63,016 | 83,174 | 102,622 | 121,226 | 139,932 | 158,758 | 177,672 | 196,661 |
| 0,8G-E | 1,25 | -2,244 | -9,33 | -19,34 | -32,68 | -47,874 | -64,758 | -82,882 | -101,701 | -120,788 | -140,198 |
| M ₂ (E.m) | 0,146 | 0,663 | 9,336 | 23,306 | 32,237 | 41,452 | 50,911 | 60,142 | 69,919 | 79,349 | 88,119 |

VL 6 :-

| trumeau (II) | | trumeau (I) | | VL6 |
|--------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|-----|
| Combin. | | | | |
| 9 | $M_2 (F \cdot m)$ | 1,58.10 ⁻⁴ | 1,58.10 ⁻⁴ | 9 |
| 8 | G | 4,895 | 4,895 | 8 |
| 7 | Q | 0,877 | 0,877 | 7 |
| 6 | E | 0,326 | 0,326 | 6 |
| 5 | G+Q+E | 6,098 | 6,098 | 5 |
| 4 | 0,85+E | 7,828 | 7,828 | 4 |
| 3 | 0,85-E | 6,528 | 6,528 | 3 |
| 2 | | | | 2 |
| 1 | | | | 1 |
| RDC | | | | RDC |

$\sqrt{Lg} :-$

| \sqrt{Lg} | Combinaison | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|--------------|-------------|----------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|
| trumeau (I) | G | 1,80 | 2,85 | 3,90 | 4,95 | 6,00 | 7,05 | 8,10 | 9,15 | 10,20 | 11,25 |
| | Q | 0,03 | 0,07 | 0,09 | 0,12 | 0,14 | 0,15 | 0,17 | 0,18 | 0,20 | 0,21 |
| | E | 0,835 | 2,417 | 4,658 | 7,471 | 10,767 | 14,459 | 18,459 | 22,679 | 27,03 | 31,425 |
| | G+Q+E | 2,665 | 5,337 | 8,648 | 12,541 | 16,907 | 21,659 | 26,729 | 32,009 | 37,43 | 42,885 |
| | 0,8G+E | 2,275 | 4,697 | 7,778 | 11,431 | 15,567 | 20,099 | 24,939 | 30,00 | 35,19 | 40,425 |
| | 0,8G-E | 0,605 | -0,137 | -1,538 | -3,511 | -5,967 | -8,819 | -11,979 | -15,359 | -18,87 | -22,425 |
| | $M_1 (t.m)$ | 3,23-103 | 0,017 | 0,034 | 0,060 | 0,073 | 0,098 | 0,149 | 0,188 | 0,232 | 0,278 |
| trumeau (II) | G | 4,22 | 6,67 | 9,12 | 11,57 | 14,02 | 16,47 | 18,92 | 21,37 | 23,82 | 26,27 |
| | Q | 0,09 | 0,15 | 0,22 | 0,27 | 0,32 | 0,37 | 0,40 | 0,44 | 0,47 | 0,51 |
| | E | 0,835 | 2,417 | 4,658 | 7,471 | 10,767 | 14,459 | 18,459 | 22,679 | 27,03 | 31,425 |
| | G+Q+E | 5,145 | 9,237 | 13,998 | 19,311 | 25,107 | 31,299 | 37,779 | 44,489 | 51,32 | 58,205 |
| | 0,8G+E | 4,211 | 7,753 | 11,954 | 16,727 | 21,983 | 27,635 | 33,595 | 39,775 | 46,086 | 52,441 |
| | 0,8G-E | 2,541 | 2,919 | 2,638 | 1,785 | 0,449 | -1,283 | -3,323 | -5,583 | -7,974 | -10,409 |
| | $M_2 (t.m)$ | 0,206 | 10,87 | 2,175 | 3,837 | 4,669 | 6,268 | 9,530 | 14,025 | 19,839 | 27,782 |

V_t12 :-

| Ver | Combinaison | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|--------------|----------------------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| trumeau (I) | G | 21,94 | 40,53 | 52,11 | 77,70 | 96,29 | 114,88 | 133,47 | 152,05 | 170,64 | 189,23 |
| | Q | 1,57 | 4,55 | 7,24 | 9,62 | 11,70 | 13,49 | 14,98 | 16,47 | 17,96 | 19,45 |
| | E | 6,10 | 17,64 | 34,00 | 54,53 | 78,60 | 105,56 | 134,77 | 165,59 | 197,36 | 229,46 |
| | G+Q+E | 29,61 | 62,72 | 93,35 | 141,85 | 186,59 | 233,93 | 283,22 | 334,11 | 385,96 | 438,14 |
| | 0,8G+E | 23,652 | 35,28 | 75,68 | 116,69 | 155,63 | 197,46 | 241,54 | 287,23 | 333,87 | 380,84 |
| | 0,8G-E | 11,45 | 14,78 | 7,68 | 7,63 | -1,57 | -13,65 | -27,99 | -43,95 | -60,85 | -78,07 |
| | M ₁ (t.m) | 9,973 | 45,062 | 93,421 | 155,616 | 219,819 | 302,243 | 414,898 | 519,309 | 634,711 | 752,861 |
| trumeau (II) | G | 6,91 | 12,76 | 25,62 | 24,47 | 30,32 | 36,17 | 42,02 | 47,88 | 53,73 | 59,58 |
| | Q | 0,5 | 1,44 | 2,28 | 3,03 | 3,69 | 4,25 | 4,72 | 5,19 | 5,66 | 6,13 |
| | E | 6,10 | 17,64 | 34,00 | 54,53 | 78,60 | 105,56 | 134,77 | 165,59 | 197,36 | 229,46 |
| | G+Q+E | 13,51 | 31,84 | 61,9 | 82,03 | 112,61 | 145,98 | 181,51 | 218,66 | 256,75 | 295,17 |
| | 0,8G+E | 11,628 | 27,85 | 54,49 | 74,11 | 102,85 | 134,49 | 168,38 | 203,89 | 240,34 | 277,72 |
| | 0,8G-E | -0,57 | -7,43 | -13,50 | -34,95 | -54,34 | -76,62 | -101,15 | -127,28 | -154,38 | -181,79 |
| | M ₂ (t.m) | 0,194 | 0,875 | 1,815 | 3,042 | 4,270 | 5,871 | 8,06 | 10,08 | 12,33 | 14,626 |

V_{t13}

| V_{t13} | Combinaison | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC |
|--------------|-------------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| trumeau (I) | G | 22,00 | 42,09 | 62,19 | 82,28 | 102,37 | 122,47 | 142,56 | 162,65 | 182,75 | 202,84 |
| | Q | 7,81 | 4,97 | 7,82 | 10,35 | 12,57 | 14,47 | 16,25 | 17,63 | 19,22 | 20,8 |
| | E | 6,94 | 20,07 | 38,68 | 62,03 | 89,41 | 120,07 | 153,29 | 188,35 | 224,49 | 260,99 |
| | G+Q+E | 30,75 | 67,13 | 108,69 | 154,66 | 204,35 | 257,01 | 311,9 | 368,63 | 426,46 | 484,63 |
| | 0,8G+E | 24,54 | 53,74 | 88,43 | 127,85 | 171,31 | 218,04 | 267,34 | 318,47 | 370,69 | 423,26 |
| | 0,8G-E | 10,66 | 13,60 | 11,07 | 3,79 | -7,51 | -22,09 | -39,24 | -58,23 | -78,29 | -98,72 |
| | $M_1 (t.m)$ | 11,343 | 51,251 | 106,25 | 178,127 | 250,002 | 343,754 | 471,881 | 590,632 | 721,883 | 856,267 |
| trumeau (II) | G | 6,93 | 13,26 | 19,58 | 25,91 | 32,24 | 38,56 | 44,89 | 51,22 | 57,54 | 63,87 |
| | Q | 0,57 | 1,57 | 2,47 | 3,27 | 3,96 | 4,56 | 5,06 | 5,56 | 6,05 | 6,55 |
| | E | 6,94 | 20,07 | 38,68 | 62,03 | 89,41 | 120,07 | 153,29 | 188,35 | 224,49 | 260,99 |
| | G+Q+E | 14,44 | 34,9 | 60,73 | 91,21 | 125,61 | 163,19 | 203,24 | 245,13 | 288,08 | 331,41 |
| | 0,8G+E | 12,48 | 30,67 | 54,34 | 82,76 | 115,20 | 150,92 | 189,20 | 229,32 | 270,52 | 312,08 |
| | 0,8G-E | -1,39 | -9,46 | -23,01 | -41,30 | -63,62 | -89,22 | -117,38 | -147,37 | -178,46 | -209,89 |
| | $M_2 (t.m)$ | 0,220 | 0,995 | 2,064 | 3,460 | 4,857 | 6,678 | 9,167 | 11,474 | 14,024 | 16,634 |

FERRAILLAGES DES VOILES

Nos voiles seront ferrillées sous les sollicitations du 2^{ème} genre. Car elles sont plus défavorable que celle du 1^{er} genre et le calcul se fera en flexion composée. pour cela on divisera notre bâtiment en 3 niveaux

- Niveau (I) :- RDC ; 1^{er} étage et 2^{ème} étage
- Niveau (II) :- 3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} étage
- Niveau (III) :- 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} ; 9^{ème} étage

d'après les Combinaisons données par le RPA : $0,8G + F + E$; et ; $G + Q + E$ on peut déterminer respectivement N_{min} et N_{max} et le ferrillage sera déterminé avec $(M; N_{min})$

Les vérifications à effectuer sont :
 $\sigma'_b ; \sigma'_a$: sous N_{max} (Compression)
 σ_a : sous N_{min} (traction)

et les Contraintes seront calculés à l'aide de la formule

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \sigma$$

- A : section transversale du voile (en trameau)
- I : moment d'inertie du voile (en trameau)
- σ : Distance du centre de gravité à la fibre la plus éloignée

Descriptions du R.P.A pour le Ferrillage des Voiles :-

- Armatures transversales (Article 4.3.3.1) :-

les Armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées à l'aide de la formule.

$$w_t = \frac{\tau - \tau_{gen}}{\tau_{gen}} \times 100 \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{1,4T}{b \cdot z}$$

- Partie Courante (Article 4.3.3.2)

elles doivent être armées par un quadrillage d'armatures en doubles nappes dont le pourcentage minimum total est donné ci-après :-

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b \leq 0,025 \tau'_{28} \text{ ----- } 0,15\% \\ 0,025 \tau'_{28} < \tau_b < 0,12 \tau'_{28} \text{ ----- } 0,25\% \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{dans chaque} \\ \text{direction} \end{array}$$

Article 4.3.3.3 :-

lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales ; l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures ; le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5 %

Article 4.3.3.4 :-

l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$t \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 1,5 b \end{cases}$$

Disposition à prendre pour le Ferrailage :-

- a// Les 2 nappes d'armatures doivent être relevées avec au moins 4 épingle au mètre carré. dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- b// à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.
- c// les barres verticales des zones extérieures devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile
- d// les longueurs de recouvrement doivent être égales à :-

$$l_r = \begin{cases} 50\phi & \text{pour la zone tendue} \\ 20\phi & \text{pour la zone comprimée.} \end{cases}$$
- e// le long des joints de reprise de coulage ; l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule.

$$A_{vy} = 1,1 \cdot \frac{T}{\sigma_{cn}}$$

Exemple de Calcul :-

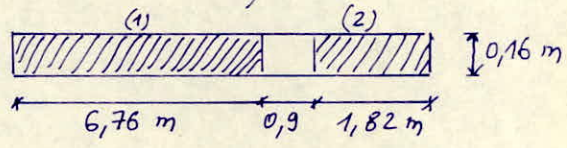
Voile V_{t4} :- $h_t = 977 \text{ cm}$
 dimension :- $(9,77 \times 0,16) \text{ m}^2$

| | M (t.m) | N (t) | e ₁ (m) | e ₀ [m] | σ ₆ ' [kg/cm ²] | Nature |
|------------|----------|---|--------------------|--------------------|--|--------------|
| Zone (I) | 2114,755 | N _{min} = 170,54 N _{max} = 229,37 | 1,6283 | 12,4 9,22 | 137,5 137,5 | S'PC S'PC |
| Zone (II) | 1237,246 | N _{min} = 119,552 N _{max} = 161,93 | 1,6283 | 10,29 7,6 | 137,5 137,5 | S'PC S'PC |
| Zone (III) | 495,539 | N _{min} = 68,6 N _{max} = 93,73 | 1,6283 | 7,22 5,28 | 137,5 137,5 | S'PC S'PC |

Voile V_{t3} = V_{t5} = V_{t5} = V_{t7} :- Dimension : (3,85 x 0,16) m²

| | M [t.m] | N [t] | e ₁ (m) | e ₀ [m] | σ ₆ ' [kg/cm ²] | Nature |
|------------|---------|---|--------------------|--------------------|--|--------------|
| Zone (I) | 203,586 | N _{min} = 109,92 N _{max} = 152,4 | 0,64 | 1,85 1,33 | 134,99 116,37 | S'PC S'PC |
| Zone (II) | 118,506 | N _{min} = 77,45 N _{max} = 108,36 | 0,64 | 1,53 1,09 | 123,53 107,78 | S'PC S'PC |
| Zone (III) | 47,696 | N _{min} = 44,97 N _{max} = 63,63 | 0,64 | 1,06 0,75 | 106,7 93,95 | S'PC S'PC |

Voile V_{t9} (Il est plus sollicité que V_{t8})



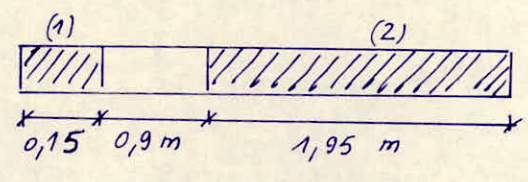
Refend 2/1 : h_t = 6,76 m

| | M [t.m] | N [t] | e ₁ [m] | e ₀ [m] | σ ₆ ' [kg/cm ²] | Nature |
|------------|---------|----------------------------|--------------------|--------------------|--|--------|
| Zone (I) | 570,876 | N _{min} = 342,974 | 1,12 | 1,66 | 102,7 | S'PC |
| Zone (II) | 314,607 | N _{min} = 221,08 | 1,12 | 1,42 | 97,8 | S'PC |
| Zone (III) | 118,758 | N _{min} = 110,136 | 1,12 | 1,08 | 135,04 | S'PC |

Refend 2/2 :- $h_L = 1,82 \text{ m}$

| | $M [t \cdot m]$ | $N [t]$ | $e_1 [m]$ | $e_0 [m]$ | $\bar{\sigma}_b' [kg/cm^2]$ | Nature |
|------------|-----------------|---------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------|
| Zone (I) | $11,09$ | $N_{min} = 227,798$ | $0,303$ | $0,048$ | $72,38$ | SEC |
| Zone (II) | $6,112$ | $N_{min} = 139,632$ | $0,303$ | $0,043$ | $72,00$ | SEC |
| Zone (III) | $2,306$ | $N_{min} = 63,016$ | $0,303$ | $0,036$ | $71,47$ | SEC |

voile V_{L6} :-



Refend (2/2)

| | $M [t \cdot m]$ | $N [t]$ | $e_1 [m]$ | $e_0 [m]$ | $\bar{\sigma}_b' [kg/cm^2]$ | Nature |
|------------|----------------------|-------------------|-----------|---------------------|-----------------------------|--------|
| Zone (I) | $0,011$ | $N_{min} = -0,61$ | $0,05$ | $0,018$ | $69,025$ | SET |
| Zone (II) | $6,49 \cdot 10^{-3}$ | $N_{min} = 0,816$ | $0,05$ | $3,2 \cdot 10^{-4}$ | $68,99$ | SEC |
| Zone (III) | $2,41 \cdot 10^{-3}$ | $N_{min} = 1,358$ | $0,05$ | $2,2 \cdot 10^{-4}$ | $68,92$ | SEC |

Refend (2/2) : Dimension : $(1,95 \times 0,16) \text{ m}^2$

| | $M [t \cdot m]$ | $N [t]$ | $e_1 [m]$ | $e_0 [m]$ | $\bar{\sigma}_b' [kg/cm^2]$ | Nature |
|------------|-----------------|--------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------|
| Zone (I) | $34,151$ | $N_{min} = 43,462$ | $0,325$ | $0,555$ | $91,52$ | SPC |
| Zone (II) | $12,249$ | $N_{min} = 32,464$ | $0,325$ | $0,377$ | $85,39$ | SPC |
| Zone (III) | $5,291$ | $N_{min} = 19,766$ | $0,325$ | $0,267$ | $81,44$ | SEC |

Remarque :- Le ferrailage, du voile V_{L6} va être identique à celui de V_{L5} :
 Car, ce acier est plus défavorable que V_{L5} et le trumeau (1) sera ferrillé avec ds armatures minimales

Voile V_{t7} :-Dimension $(3,28 \times 0,16) \text{ m}^2$.

| | $M [t \cdot m]$ | $N [t]$ | $e_0 [m]$ | $e_1 [m]$ | $\bar{\sigma}'_b [kg/cm^2]$ | Nature |
|------------|-----------------|-------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------|
| Zone (I) | 111,678 | $N_{min} = 51,69$ | 2,16 | 0,54 | 137,5 | SPC |
| Zone (II) | 65,066 | $N_{min} = 37,0$ | 1,76 | 0,54 | 137,5 | SPC |
| Zone (III) | 26,139 | $N_{min} = 22,31$ | 1,17 | 0,54 | 118,40 | SPC |

L'excentricité de la force, extérieure, est: $e_0 = \frac{M}{N}$ Noyau central :- $e_1 = l/6$

si $e_0 \leq e_1$ avec $N > 0 \Rightarrow$ section, entièrement comprimée
 si $e_0 > e_1$ \Rightarrow section partiellement "
 si $e_0 \leq e_1$ avec $N < 0 \Rightarrow$ section, entièrement tendue.

la, contrainte $\bar{\sigma}'_{b_{sp1}} = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} = \frac{5}{6} \delta \sigma'_{28}$ avec $\delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \end{cases}$ et $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$ d'après le R.P.A : majoration, de σ'_{sp2} de 50% au plus
on prend

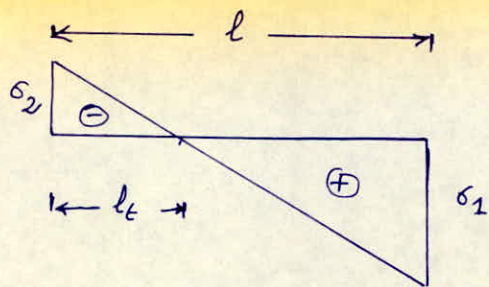
$$\bar{\sigma}'_{b_{maj}} = 1,5 \bar{\sigma}'_{sp1}$$

pour les Aciers : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$.Exemple de calcul : (Voile V_{t3})Le voile V_{t3} est plus sollicité que V_{t2} ; il a pour dimension :
 $(3,85 \times 0,16) \text{ m}^2$

$$\text{Zone (I) : } \begin{cases} M = 203,586 \text{ (t} \cdot \text{m)} \\ N_{min} = 109,92 \text{ (t)} \\ e = 1,85 \text{ (m)} \\ \bar{\sigma}'_b = 134,99 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1,2} = \frac{N}{bl} \left[1 \mp \frac{6e}{l} \right] = \frac{109,92 \times 10^3}{16 \times 385} \left[1 \mp \frac{6 \times 185}{385} \right] = \begin{matrix} +69,29 \\ -33,6 \end{matrix} \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = +69,29 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = -33,6 \text{ kg/cm}^2$$



zone tendue :-

$$l_t = \frac{l}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}} = \frac{385}{1 + \frac{69,29}{33,6}} = 125,72 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow l_t = 1,25 \text{ (m)}$$

l_t :- Longueur de la partie tendue, et, comme le poutre peut agir à droite qu'à gauche de l'ossature donc les Armatures de traction prévues sont disposées symétriquement.

d'où $F = \sigma_2 \cdot l_t \cdot \frac{b}{2} = 33,6 \times 125 \times \frac{16}{2} = 33600 \text{ kg}$
 $\Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_{en}} = \frac{33600}{4200} = 8 \text{ cm}^2$

la section minimale préconisée par le RPA, est de :- $0,5\% b l_t$.

$$\Rightarrow A_{min} = 0,5\% \times 16 \times 125 = \frac{0,5}{100} \times 16 \times 125 = 10 \text{ cm}^2$$

donc, on prend $A = A_{min} = 10 \text{ cm}^2$

soit : $16T10 + 2T8 = 12,56 + 1,00 = 13,56 \text{ cm}^2$

à l'extrémité :- c'est à dire à $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile ou dispose $6T10 + 2T8 \Rightarrow 3T10 + 1T8$ / face.

- Zone non tendue :- Dimension : $3,85 - 2(1,25) = 1,35 \text{ (m)}$

$$h = 385 - 125 = 260 \text{ cm} \Rightarrow z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} (260)$$

$$\sigma_b = \frac{1,4T}{bz} = \frac{1,4 \times 10,31 \times 10^3}{16 \times \frac{7}{8} \times 260} = 3,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 3,95 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 0,025 \times 275 = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

donc $A_c = 0,15\% \times 16 \times 100 = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / ml$

soit $5T8 \text{ p.m} = 2,51 \text{ cm}^2$.

sur 1.35 m on dispose $14T8 \Rightarrow 7T8$ / face

avec un espacement $t = 22 \text{ cm}$.

- Armatures Horizontales :-

$$\hat{\omega}_t = \frac{\sigma - \sigma}{\sigma_{en}} = \frac{3,95 - 8}{\sigma_{en}} < 0 \Rightarrow \text{ou doit ferrailer avec des Armatures minimales.}$$

$$A_h = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 6\text{T}8 \text{ p.m}$$

d'où 3T8/ml/face

Reprise de Coulage :-

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{I}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \times 10,31 \times 10^3}{4200} = 2,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit } 6\text{T}8 = 3,01 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :-

- 5 Epingles $\phi 6$ par m^2
- 1 Cadre TG pour les potelets
- les barres horizontales doivent être munies de Crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

Longueur de recouvrement :-

$$l_r = 50\phi = 500 \text{ mm}$$

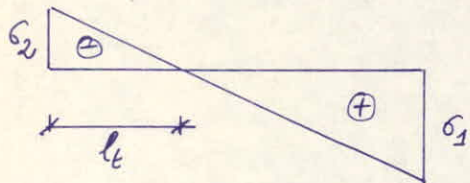
$$l_r = 20\phi = 20 \times 8 = 160 \text{ mm.}$$

Zone (II) :-

$$\begin{cases} M_{ext} = 118,506 \text{ (t.m)} \\ N_{min} = 77,45 \text{ (t)} \\ e = 1,53 \text{ (m)} \\ \bar{\sigma}_b = 123,53 \text{ (kg/cm}^2) \end{cases}$$

$$\text{d'où : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{bl} \left[1 \mp \frac{6e}{l} \right] = \frac{77,45 \cdot 10^3}{16 \times 385} \left[1 \mp \frac{6 \times 153}{385} \right] = \begin{matrix} + 42,55 \text{ kg/cm}^2 \\ - 17,4 \text{ "} \end{matrix}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = +42,55 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = -17,4 \text{ kg/cm}^2$$



$$\Rightarrow l_t = \frac{l}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}} = \frac{385}{1 + \frac{42,55}{17,4}} = 111,74 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_t = 112 \text{ (cm)}$$

$$\text{d'où } F = \sigma_2 \cdot l_t \cdot \frac{b}{2} = 17,40 \times \frac{16}{2} \times 112 = 15590,4 \text{ (kg)}$$

$$\Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_{en}} = \frac{15590,4}{4200} = 3,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } A_{min} = \frac{0,5}{100} \times 16 \times 112 = 8,96 \text{ cm}^2 > 3,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc on prend } A = A_{min} = 8,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6\text{T}10 + 10\text{T}8 = 4,71 + 5,01 = 9,72 \text{ cm}^2$$

à $\frac{l}{10}$ on dispose 6T10 + 2T8 c'est à dire 3T10 + 1T8 /face

zone non tendue :- Dimension : $3,85 - 2(1,12) = 1,61 \text{ m}$

$$\sigma_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \times 9,74 \times 10^3}{16 \times 238,87} = 3,56 \text{ kg/cm}^2 < 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $A_c = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5TB p.m
 soit $= 2,51 \text{ cm}^2$
 espacement : $t = 23 \text{ cm}$

Armatures Horizontales :-

$$\bar{\omega}_t = \frac{\sigma - \sigma}{\sigma_{en}} = \frac{3,56 - 8}{4200} < 0 \text{ donc, on doit calculer les Armatures minimales.}$$

$$A_h = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 6TB \text{ p.m} \Rightarrow 3TB \text{ p.m/face}$$

$$A = 3,01 \text{ cm}^2$$

Reprise de Coulage :-

$$A_v = 1,1 \cdot \frac{T}{\sigma_{en}} = 1,1 \times \frac{9,74 \cdot 10^3}{4200} = 2,55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6TB = 3,01 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :-

même procédé que la zone (I)

Zone (III) :-

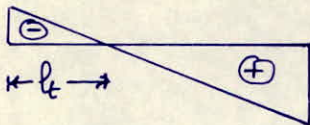
$$\begin{cases} M = 47,696 \text{ (t.m)} \\ N_{min} = 44,97 \text{ (t)} \\ e = 1,06 \text{ (m)} \\ \sigma'_b = 106,7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1,2} = \frac{N}{bl} \left[1 \mp \frac{6e}{l} \right] = \frac{44,97 \cdot 10^3}{16 \times 385} \left[1 \mp \frac{6 \times 1,06}{385} \right] = + 19,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$- 4,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 19,36 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = - 4,76 \text{ kg/cm}^2$$

zone tendue :-



$$l_t = \frac{l}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}} = \frac{385}{1 + \frac{19,36}{4,76}} = 75,97 \text{ cm}$$

on prend : $l_t \approx 76 \text{ cm}$

$$\Rightarrow F = \sigma_2 \cdot \frac{b}{2} \cdot l_t = 4,76 \times \frac{16}{2} \times 76 = 2894 \text{ (kg)}$$

$$\Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_{en}} = \frac{2894}{4200} = 0,69 \text{ cm}^2$$

avec $A_{min} = \frac{0,5}{100} \times 16 \times 76 = 6,08 \text{ cm}^2 > A = 0,69 \text{ cm}^2$

donc, on prend :- $A = A_{min} = 6,08 \text{ cm}^2$

soit 6T10 + 8TB = 8,72 cm² (t = 18 cm)

$\bar{a} \frac{L}{10}$: même ferrailage que la zone I et II 6T10 + 2T8
 (t = 10 cm)

Zone non tendue :- Dimension : 3,85 - 2(0,76)
 = 2,33 (m)

$$R = 385 - 76 = 309 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,4 T / b.z = \frac{1,4 \times 7,50 \times 10^3}{(16) \times \frac{7}{8} \times 309} = 2,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 2,43 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $A_c = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T8 p.m.

avec un espacement $t = 23 \text{ cm}$.

Armatures Horizontales :-

$$\bar{\omega}_t = \frac{\bar{\sigma} - \bar{\sigma}}{\sigma_{en}} = \frac{2,43 - 8}{4200} < 0 \Rightarrow \text{le ferrailage est calculé par des armatures minimales donnée par le RPA}$$

$$A_{min} = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 6T8 \text{ p.m.}$$

$\Rightarrow 3T8 \text{ p.m./face}$.

Reprise de coulage :- le même procédé de calcul que la zone (I) et (II)

Armatures transversales :-

même procédé de calcul que la zone I et (II)

Verification des contraintes :- Zone (I)

Verification sous 0,8G-E :- $N_{min} = 109,92 \text{ (t)}$
 $h_t = 385 \text{ cm}$.

zone tendue :- $d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{5,71 \cdot 15 + 7,85 \cdot 77}{5,71 + 7,85} = 50,89 \text{ cm}$

zone comprimée :- $d' = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{5,71 \cdot 15 + 7,85 \cdot 77 + 7,03 \cdot 187}{5,71 + 7,85 + 7,03} = 97,36 \text{ cm}$

$$h = h_t - d = 385 - 50,89 = 334,11 \text{ (cm)}$$

$$e_0 = 185 \text{ cm}$$

$$c = e_0 - \frac{h_t}{2} = 185 - \frac{385}{2} = -7,5 \quad \left(\frac{h_t}{2} > e_0 \Rightarrow c \text{ tombe à l'intérieur de la section} \right)$$

$\Rightarrow c > 0 \Rightarrow c = +7,5$

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

$$\Rightarrow P = -3(7,5)^2 - \frac{6 \times 15 \times 20,59}{16} + \frac{6 \times 15 \times 13,56}{16} [334,11 - 7,5] = 35.150,9$$

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

$$\Rightarrow q = -2(7,5)^3 - \frac{6 \times 15 \times 20,59}{16} [7,5 - 97,36]^2 - \frac{6 \times 15 \times 13,56}{16} [334,11 - 7,5]^2$$

$$\Rightarrow q = -9072618,6$$

on obtient une équation de la forme $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

ou pose $y_2 = nt \Rightarrow n^3 t^3 + p n t + q = 0 \Rightarrow t^3 + \frac{p}{n^2} t + \frac{q}{n^3} = 0$

avec $\begin{cases} p_1 = \frac{p}{n^2} \\ q_1 = \frac{q}{n^3} \end{cases} \Rightarrow t^3 + p_1 t + q_1 = 0$

Connaissant n on peut déterminer p_1 et q_1 ; et à partir de l'abaque de Charon, on tire la solution correspondante (t)

$$n = 100 : \begin{cases} p_1 = \frac{p}{n^2} = \frac{35150,9}{(100)^2} = 3,5 \\ q_1 = \frac{q}{n^3} = \frac{-9072618,6}{(100)^3} = -9,07 \end{cases} \Rightarrow t = 1,54$$

donc $y_2 = nt = 100(1,54) = 154 \text{ cm}$

$\Rightarrow y_1 = y_2 + c = 154 + 7,5 = 161,5 \text{ cm}$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h - y_1)^2 = \frac{16(161,5)^3}{3} + 15(20,59)(161,5 - 97,36)^2 + 15(13,56)(334,11 - 161,5)^2$$

$$\Rightarrow I = 29796223 \text{ (cm}^4\text{)}$$

d'où $k = \frac{N y_2}{I} = \frac{109,92 \times 154 \times 10^3}{29796223} = 0,568$

d'où $\sigma_a = 15k(h - y_1) = 15 \times 0,568 \times (334,11 - 161,5) = 1470,63 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_a = 1470,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- Verification sous G+Q+E:-

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = \frac{203,586}{152,4} = 133 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$c = e_0 - \frac{ht}{2} = 133 - \frac{385}{2} = -59,5 \text{ cm} \quad (\text{on prend } c > 0 : c = +59,5 \text{ cm})$$

$$P = 14710 \quad ; \quad q = -6339245,7$$

$$n = 100 : \begin{cases} p_1 = \frac{p}{n^2} = \frac{14710}{(100)^2} = 1,47 \\ q_1 = \frac{-6339245,7}{(100)^3} = -6,33 \end{cases} \Rightarrow t = 1,58 \text{ (de l'abaque)}$$

donc $y_2 = nt = 1,58 \times 100 = 158 \Rightarrow y_1 = y_2 + c = 158 + 59,5 = 217,5 \text{ cm}$

$$I = \frac{16 \times 217,5^3}{3} + 15 \times 20,59 \times (217,5 - 97,36)^2 + 15 \times 13,56 \times (334,11 - 217,5)^2$$

$$\Rightarrow I = 62098830 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\Rightarrow k = \frac{N y_2}{I} = \frac{152,4 \times 10^3 \times 158}{62098830} = 0,387$$

donc $\sigma'_b = k y_1 = 0,387 \times 217,5 = 84,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 116,37 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_a = 15k (y_1 - d') = 15 \times 0,387 \times (217,5 - 97,36) = 697,4 \text{ kg/cm}^2$
 $< \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

zone (II)

- Verification sous (0,8G-E)

$$e_0 = 153 \text{ cm}$$

$$d = \frac{5,71 \times 15 + 4,01 \times 71}{5,71 + 4,01} = 38,1 \text{ (cm)}$$

$$d' = \frac{5,71 \times 15 + 4,01 \times 71 + 8,03 \times 187,5}{5,71 + 4,01 + 8,03} = 105,69 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow h = h_L - d = 385 - 38,1 = 346,9 \text{ (cm)}$$

$$c = e_0 - \frac{h t}{2} = 153 - \frac{385}{2} = -39,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{(on prend } c = +39,5 \text{ cm)}$$

on trouve :-

$$P = -3(39,5)^2 - \frac{6 \times 15 \times 17,75}{16} (39,5 - 105,69) + \frac{6 \times 15 \times 9,72}{16} (346,9 - 39,5)$$

$$\Rightarrow P = 20295,25$$

$$q = -2(39,5)^3 - \frac{6 \times 15 \times 17,75}{16} (39,5 - 105,69)^2 - \frac{6 \times 15 \times 9,72}{16} (346,9 - 39,5)^2$$

$$\Rightarrow q = -5727190,4$$

$$n = 100 \rightarrow \begin{cases} p_1 = \frac{P}{n^2} = \frac{20295,25}{(100)^2} = 2,03 \\ q_1 = \frac{q}{n^3} = \frac{-5727190,4}{(100)^3} = -5,7 \end{cases} \Rightarrow t = 1,39$$

donc $y_2 = n t = 100 \times 1,39 = 139 \Rightarrow y_1 = y_2 + c = 139 + 39,5 = 178,5 \text{ cm}$

$$I = \frac{16 \times 178,5^3}{3} + 15 \times 17,75 \times (178,5 - 105,69)^2 + 15 \times 9,72 \times (346,9 - 178,5)^2$$

$$\Rightarrow I = 35879008 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{N y_2}{I} = \frac{77,45 \times 10^3 \times 139}{35879008} = 0,3$$

$$\sigma_a = 15k (h - y_1) = 15 \times 0,3 (346,9 - 178,5) = 757,8 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Verification sous G+Q+E.

$$N_{\max} = 108,36 \text{ (t)} ; e_0 = 1,09 \text{ m} > e_1 = 0,64 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$c = e_0 - \frac{h t}{2} = 109 - \frac{385}{2} = -83,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad c = +83,5 \text{ cm}$$

on trouve :

$$P = -4299,82$$

$$q = -5006858,2$$

$$n = 80 \rightarrow \begin{cases} p_1 = \frac{P}{n^2} = \frac{-4299,82}{(80)^2} = -0,67 \\ q_1 = \frac{q}{n^3} = \frac{-5006858,2}{(80)^3} = -9,77 \end{cases} \Rightarrow t = 2,24 \text{ (Abaque)}$$

d'où

$$y_2 = n t = 80 \times 2,24 = 179,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 179,2 + 83,5 = 262,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{16 \times 262,7^3}{3} + 15 \times 17,75 \times (262,7 - 105,69)^2 + 15 \times 9,72 \times (346,9 - 262,7)^2$$

$$\Rightarrow I = 1,04286 \cdot 10^8 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\Rightarrow k = \frac{N y_2}{I} = \frac{108,36 \cdot 10^3 \cdot 179,2}{1,04286 \cdot 10^8} = 0,186$$

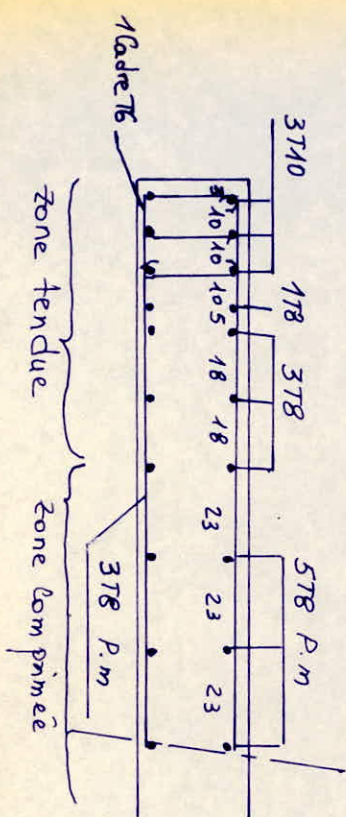
$$\sigma'_b = k y_1 = 0,186 \times 262,7 = 48,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 107,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15k(y_1 - d') = 15 \times 0,186 \times (262,7 - 105,69) = 438,05$$

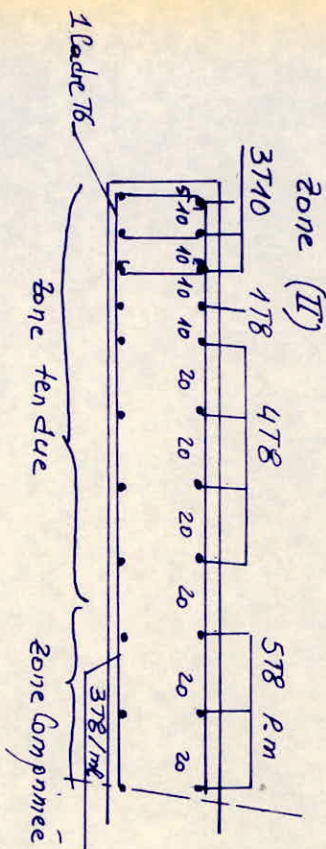
$$< \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

zone (III)

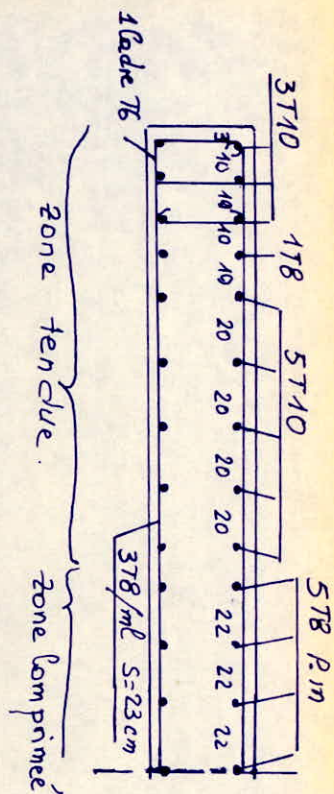
Comme les efforts dans cette zone sont inférieurs à ceux de la zone (II) et que le ferrailage adopté est le même pour les deux zones, on peut conclure que les contraintes sont largement vérifiées.



Zone (III)



Zone (II)



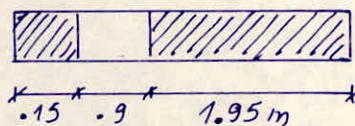
Exemple de Calcul: (voile V_{L6}):-

C'est un voile, à une file, d'ouverture

Trumeau (I)

Zone (I)

$$\begin{cases} M = 0,011 \text{ t.m} \\ N_{\min} = -0,61 \text{ (t)} \\ N_{\max} = 37,25 \text{ (t)} \end{cases}$$



$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{0,011}{0,61} = 0,018 \text{ m} < e_1 = \frac{h}{6} = 0,025 \text{ m.}$$

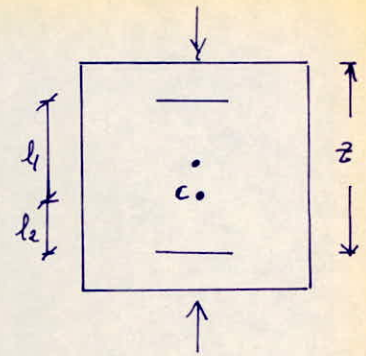
Donc: section, entièrement tendue (S.E.T)

$$z = h = 15 - 6 = 9 \text{ cm.}$$

donc $l_2 = \frac{z}{2} - e_0 = \frac{9}{2} - 1,8 = 2,7 \text{ cm}$
 $l_1 = \frac{z}{2} + e_0 = \frac{9}{2} + 1,8 = 6,3 \text{ cm}$

d'où $A_1 = \frac{N l_2}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{0,011 \times 10^3 \times 2,7}{9 \times 4200} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2$

$$A_2 = \frac{N l_1}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{0,011 \times 10^3 \times 6,3}{9 \times 4200} = 1,83 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2$$



$\Rightarrow A = \max(A_1, A_2) = 1,83 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2$ (car le pisme peut agir à droite comme à gauche)

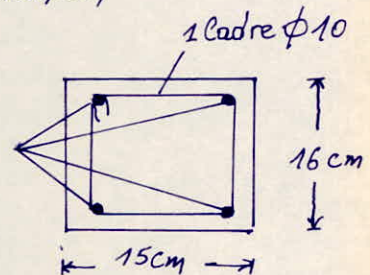
$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h_t = \frac{0,5}{100} \times 16 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 > A = 2 \times 1,83 \cdot 10^{-3} = 3,66 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2$$

Donc, on respecte le ferrailage minimum

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Acier doux Fe E24)}$$

$$A_t = \frac{t T}{z \sigma_{at}} = \frac{11 \times 2,72 \times 10^3}{9 \times 2400} = 1,38 \text{ cm}^2$$



soit $2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ Cadre } \phi 10$

Verification des contraintes :-

$$\sigma_{a1} = \frac{N l_2}{z A_1} = \frac{0,61 \cdot 10^3 \times 2,7}{9 \times 3,14/2} = 116,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a2} = \frac{N l_1}{z A_2} = \frac{0,61 \times 10^3 \times 6,3}{9 \times 3,14/2} = 271,97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verification sous G+Q+E

$$\begin{cases} M = 0,011 \text{ t.m} \\ N_{\max} = 37,25 \text{ (t)} \end{cases} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,011}{37,25} = 2,95 \cdot 10^{-4} \text{ m} < 0,025 \text{ m}$$

\Rightarrow S.E.C

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{e_0}{3e}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \left(1 + \frac{2,95 \cdot 10^{-4}}{3 \times 0,05}\right) \times 68,5 = 102,95 \text{ kg/cm}^2 \approx 130$$

avec, au maximum $\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0}$

et $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- on, à des Armatures symétriques $A'_1 = A'_2$ (le pisme peut agir à droite comme à gauche)

$$A'_1 = A'_2 = 1/2 = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$B'_0 = B' + 15 A' = 16 \times 15 + 15 \times 3,14 = 287,1 \text{ cm}^2$$

$$\bar{I}_{xx} = \frac{b h^3}{12} + 2nA \left(\frac{h_t}{2} - d\right)^2 = \frac{16 \times 15^3}{12} + 15 \times 3,14 \left(\frac{15}{2} - 3\right)^2 = 5453,775 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = \frac{N'}{B'_0} + \frac{M \cdot v'_1}{I_{xx}} = \frac{37,25 \cdot 10^3}{287,1} + \frac{0,011 \cdot 10^5 \cdot 15}{5453,775 \cdot 2} = 131,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b_2} = 131,25 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 130 \text{ kg/cm}^2$$

on remarque que la contrainte du béton dépasse, de peu la contrainte admissible; avec une erreur très faible donc, on peut admettre cette contrainte.

$$\sigma'_{b_2} = \frac{N'}{B'_0} - \frac{M v'_1}{I_{xx}} = \frac{37,25 \cdot 10^3}{287,1} - \frac{0,011 \cdot 10^5 \cdot 15}{5453,775 \cdot 2} = 128,23 \text{ kg/cm}^2 < 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a_1} = 15 \left[\frac{N'}{B'_0} + \frac{M(v'_1 - d'_1)}{I_{xx}} \right] = 15 \left[\frac{37,25 \cdot 10^3}{287,1} - \frac{0,011 \cdot 10^5 (7,5 - 3)}{5453,775} \right]$$

$$\Rightarrow \sigma'_{a_1} = 1959,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a_2} = 15 \left[\frac{N'}{B'_0} - \frac{M(v'_2 - d'_2)}{I_{xx}} \right] = 15 \left[\frac{37,25 \cdot 10^3}{368,7} - \frac{0,011 \cdot 10^5 (7,5 - 3)}{5453,775} \right]$$

$$\Rightarrow \sigma'_{a_2} = 1932,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Zone (II) :-

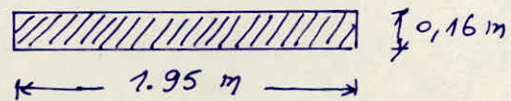
on adopte le même ferrailage, de bas en haut (ferrailage minimum)

Zone (III)

on adopte le même ferrailage, de bas en haut (ferrailage minimum)

Trumeau (II)

zone (I)



$$\begin{cases} M = 24,151 \text{ (t} \cdot \text{m)} \\ N_{\min} = 43,462 \text{ (t)} \\ N_{\max} = 101,27 \text{ (t)} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{24,151}{43,462} = 0,555 \text{ (m)} > e_1 = \frac{h}{6} = \frac{1,95}{6} = 0,325 \text{ [m]} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 0,3 \left(1 + \frac{0,555}{3(0,325)} \right) = 0,47$$

$$\text{donc : } \bar{\sigma}'_b = \frac{5}{6} \delta \sigma'_{28} = \frac{5}{6} \cdot (0,47) \cdot 275 = 107,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{majoration de } 1,5 : \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 107,7 = 161,55 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des contraintes :-

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{bl} \left[1 \mp \frac{6e_0}{l} \right] = \frac{43,462 \cdot 10^3}{16 \times 195} \left[1 \mp \frac{6 \times 55,5}{195} \right] = \begin{matrix} +37,72 \text{ kg/cm}^2 \\ -9,85 \end{matrix}$$

Longueur de la zone tendue :-

$$l_t = \frac{l}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}} = \frac{195}{1 + \frac{37,72}{9,85}} = 40,37 \text{ [cm]}$$

donc $F = \sigma_2 \cdot b \cdot \frac{l_t}{2} = 9,85 \times 16 \times \frac{40,37}{2} = 3181,156 \text{ [kg]}$

$$\Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_{en}} = \frac{3181,156}{4200} = 0,75 \text{ cm}^2$$

et $A_{min} = \frac{0,15}{100} \times b \times l_t = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 40,37 = 3,23 \text{ cm}^2$

soit $2 \times 5T10 = 10T10 = 7,85 \text{ cm}^2$

Zone non tendue :- Dimension : $[195 - 2(40,37)] \approx 114 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4T_2}{b \cdot z}$$

$$h = 195 - 40,37 = 154,63 \text{ [cm]}$$

$$z = \frac{7}{8} = \frac{7}{8} [154,63] = 135,3 \text{ cm}$$

T_2 : étant l'effort tranchant agissant sur le trumeau (II)

$$T_2 = T \cdot \frac{l_2}{l_1 + l_2} = 2,72 \cdot \frac{195}{195 + 15} = 2,525 \text{ (t)}$$

d'où $\bar{\sigma}_b = \frac{1,4 \times 2,525}{16 \times 135,3} = 1,63 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,875 \text{ kg/cm}^2$

donc on prend : $A_c = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

soit 5T8 p.m

Reprise de Coulage :-

$$A_{vj} = \frac{1,1T}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \times 2,525 \times 10^3}{4200} = 0,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

Armatures Horizontales :-

$$\bar{\omega}_t = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} < 0 \quad \text{donc on respecte le ferrailage minimum}$$

$$A_h = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit 5T8 /ml}$$

Zone (II)

$$\begin{cases} M = 12,249 \text{ [t.m]} \\ N_{min} = 32,464 \text{ [t]} \\ N_{max} = 71,618 \text{ [t]} \end{cases} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N_{min}} = \frac{12,249}{32,464} = 0,377 \text{ [m]}$$

$$e_0 = 0,377 \text{ m} > 0,325 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 0,3 \left(1 + \frac{0,377}{3(0,325)} \right) = 0,416$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{5}{6} \sigma'_{28} = \frac{5}{6} (0,416)(275) = 95,33 \text{ kg/cm}^2$$

majoration de $\bar{\sigma}'_6$: $\bar{\sigma}'_6 = 1,5 \times 95,33 \text{ kg/cm}^2 = 143 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{32} = \frac{N}{bl} \left[1 + \frac{6e}{l} \right] = \frac{32,464 \cdot 10^3}{16 \times 195} \left[1 + \frac{6 \times 37,7}{195} \right] = \begin{matrix} +22,475 \\ -1,66 \end{matrix} \text{ kg/cm}^2$$

$$l_t = \frac{l}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}} = \frac{195}{1 + \frac{22,475}{1,66}} = 13,4 \text{ cm}$$

$$F = \sigma_2 \cdot b \cdot \frac{l_t}{2} = 1,66 \times 16 \times \frac{13,4}{2} = 177,952 \approx 178 \text{ kg}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_{en}} = \frac{178}{4200} = 0,042 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } A_{\min} = \frac{0,5}{100} b \cdot l_t = \frac{0,5}{100} \times 16 \times 13,4 = 1,07 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A \Rightarrow$ on doit respecter le ferrailage minimum.
soit $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Zone non tendue :- Dimension : $[195 - 2(13,4)] = 168 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \times 2,525 \times 10^3}{16 \times 159} = 1,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 1,39 \text{ kg/cm}^2 < 0,25 \sigma'_{28} = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

donc on prend : $A = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
soit 5T8 / ml

Armatures horizontales :-

$$\bar{\omega}_t = \frac{\sigma - \sigma}{\sigma_{en}} < 0 \rightarrow \text{donc on respecte le ferrailage minimum}$$

$$A_H = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit 5T8 p.m}$$

Armatures transversales :-

- 5 Epingles $\phi 6$ par m²
- 1 Cadre T6 pour les potelets
- les barres horizontales doivent être munies de Crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ

Zone (III)

$$M = 5,291 \text{ (t.m)}$$

$$N_{\min} = 19,766 \text{ (t)}$$

$$N_{\max} = 41,298 \text{ (t)}$$

$$\Rightarrow e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{5,291}{19,766} = 0,267$$

$$e_0 = 0,267 \text{ m} < e_y = \frac{ht}{2} = 0,325 \text{ m}$$

\Rightarrow S.E.C

on utilisera des Armatures symétriques : $A'_1 = A'_2$

$$\bar{\sigma}_b = 0,3 \cdot \frac{5}{6} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \sigma'_{28} = 0,3 \cdot \frac{5}{6} \left[1 + \frac{0,267}{3(0,325)}\right] \cdot 275 = 87,57 \text{ kg/cm}^2$$

majoration : $\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 87,57 = 131,35 \text{ kg/cm}^2$

Les Armatures seront calculées par la méthode de P. Charon

$$\xi' = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h_t} = \frac{195}{4(195)} = 0,25$$

$$e = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_t}{N} = \frac{131,35 \times 16 \times 195}{19,766 \cdot 10^3} = 20,73$$

$$\beta = \frac{6M}{N \cdot h_t} = \frac{6 \times 5,291 \cdot 10^5}{19,766 \times 10^3 \times 195} = 0,823$$

$$C = 0,27 (1 - 2\xi')^2 \cdot e = 0,27 [1 - 2(0,25)]^2 \times 20,73 = 1,399$$

$$D = 0,30 (e - \beta) - 0,90 (1 - e) (1 - 2\xi')^2$$

$$= 0,30 (20,73 - 0,823) - 0,90 (1 - 20,73) [1 - 2(0,25)]^2 = 10,41$$

$$\Rightarrow D = 10,41$$

$$E = -(1 + \beta - e) = -(1 + 0,823 - 20,73) = 18,907$$

$$\bar{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-10,41 + \sqrt{(10,41)^2 - 4(1,399)(18,907)}}{2 \times 1,399}$$

$$\Rightarrow \bar{w}' = -8,8 < 0$$

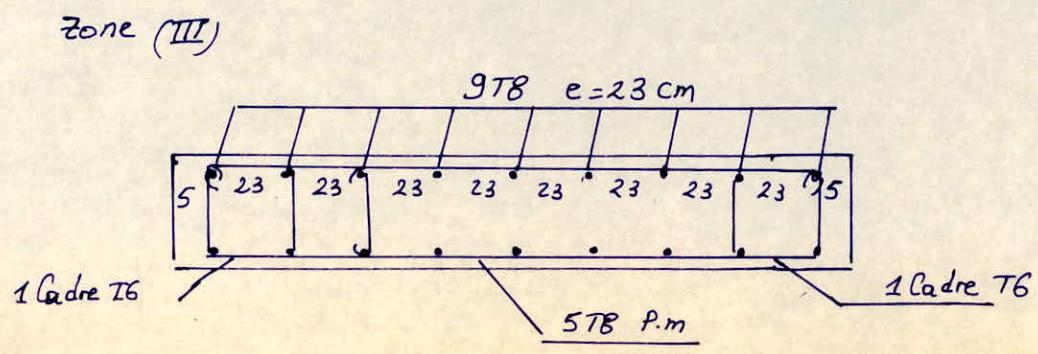
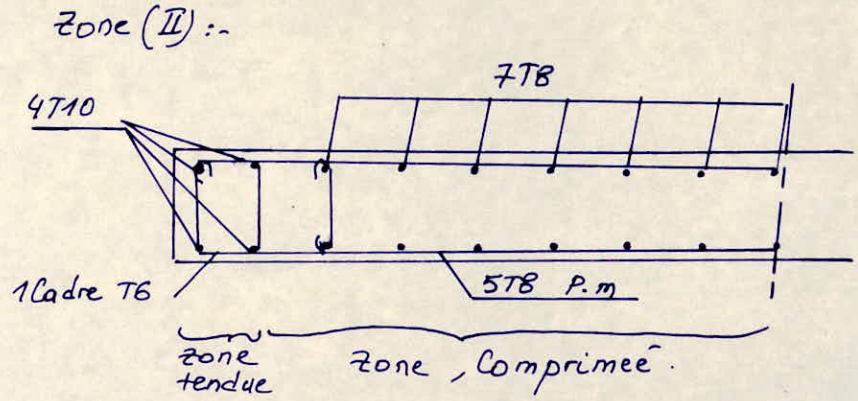
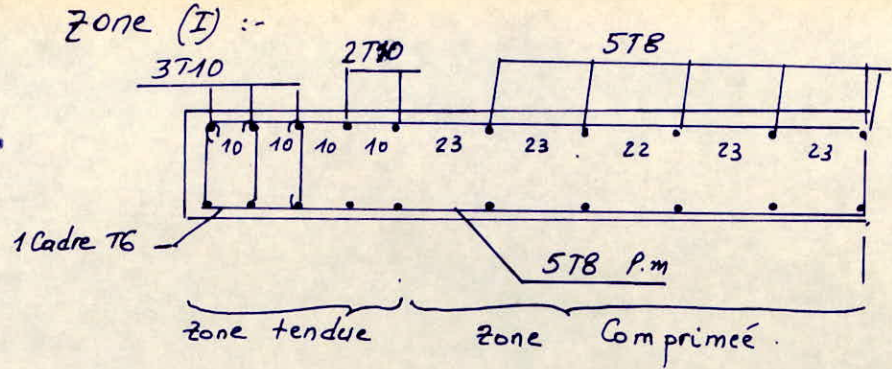
$$\text{donc } A'_1 = A'_2 = \bar{w}' b h_t < 0$$

\Rightarrow les Armatures Longitudinales dans cette zone ne sont pas nécessaires ; C'est à dire que le béton à lui seul peut reprendre les efforts ; et le ferrailage sera calculé forfaitairement ; on placera uniquement des Armatures minimales données par le RPA

$$\sigma_b = \frac{1,4 T}{b \cdot l} = \frac{1,4 \times 1,83 \cdot 10^3}{16 \times 195} = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 0,82 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit } 578 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$$



Verification des contraintes :-

Zone (I) :- Verification sous 0,86-E

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{4,71 \times 8 + 3,14 \times 27}{4,71 + 3,14} = 15,6 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{\sum A_i' d_i'}{\sum A_i'} = 46,57 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } h = h_t - d = 195 - 15,6 = 179,4 \text{ cm}$$

$$e_0 = 55,5 \text{ cm} \Rightarrow c = e_0 - \frac{h_t}{2} = 55,5 - \frac{195}{2} = -42 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{h_t}{2} > e_0 \Rightarrow c \text{ tombe à l'intérieur de la section} \Rightarrow c > 0\right)$$

$$\Rightarrow c = +42 \text{ cm}$$

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

$$= -3(42)^2 - \frac{6 \times 15 \times 1487}{16} [42 - 46,57] + \frac{6 \times 15 \times 7,85}{16} [179,4 - 42]$$

$$\Rightarrow P = 1105,9$$

$$q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}[c-d']^2 - \frac{6nA}{b}[h-c]^2$$

$$= -2(42)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1487}{16} [42 - 46,57]^2 - \frac{6 \times 15 \times 7,85}{16} [179,4 - 42]^2$$

$$\Rightarrow q = -983304,94$$

$$\text{avec } n = 47 \Rightarrow \begin{cases} p_1 = \frac{P}{n^2} = \frac{1105,9}{47^2} = +0,5 \\ q_1 = \frac{q}{n^3} = \frac{-983304,94}{(47)^3} = -9,47 \end{cases} \Rightarrow t = 2,05$$

$$\text{de là on tire } y_2 = nt = 47 \times 2,05 = 96,35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y_1 = y_2 + c = 96,35 + 42 = 138,35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{16 \times 138,35^3}{3} + 15 \times 12,87 \times (138,35 - 46,57)^2 + 15 \times 7,85 \times (179,4 - 138,35)^2$$

$$\Rightarrow I = 15947897 \text{ cm}^4$$

$$\text{donc : } k = \frac{Ny_2}{I} = \frac{43,462 \times 10^3 \times 96,35}{15947897} = 0,262$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 15k(h - y_1) = 15 \times 0,262 \times (179,4 - 138,35) = 161,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 161,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verification sous G+Q+E :-

$$M = 24,151 \text{ (t.m)}$$

$$N_{\max} = 101,27 \text{ (t)} ; e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = \frac{24,151}{101,27} = 0,238 \text{ m} < 0,325 \text{ m}$$

\Rightarrow S.E.C

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \left[1 + \frac{23,8}{3(32,5)}\right] \times 68,5 = 127,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 27,93 \text{ cm} \quad ; \quad A'_1 = A'_2 = 10,36 \text{ cm}^2$$

$$B'_0 = B' + 15A' = 16 \times 195 + 15 \times 2 \times 10,36 = 3430,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = \frac{16 \times 195^3}{12} + 2 \times 15 \times 10,36 \times \left(\frac{195}{2} - 27,93\right)^2 = \frac{6h_e^3}{12} + 2nA \left(\frac{h_e}{2} - d\right)^2$$

$$\Rightarrow I_{xx} = 9908115,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b_1} = \frac{N'}{B'_0} + M \frac{v'_1}{I_{xx}} = \frac{101,27 \cdot 10^3}{3430,8} + \frac{24,151 \cdot 10^5 \cdot 195}{9908115,6 \times 2} = 53,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b_1} = 53,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 127,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b_2} = \frac{N'}{B'_0} - M \frac{v'_1}{I_{xx}} = \frac{101,27 \cdot 10^3}{3430,8} - \frac{24,15 \cdot 10^5 \cdot 195}{9908115,6 \times 2} = 5,75 \text{ kg/cm}^2 < 127,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a_1} = 15 \left[\frac{N'}{B'_0} + M \frac{(v'_1 - d'_1)}{I_{xx}} \right] = 15 \left[\frac{101,27 \cdot 10^3}{3430,8} + \frac{24,151 \cdot 10^5 \cdot (195 - 27,93)}{9908115,6} \right]$$

$$\Rightarrow \sigma'_{a_1} = 1053,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a_2} = 15 \left[\frac{N'}{B'_0} - M \frac{(v'_2 - d'_2)}{I_{xx}} \right] = 15 \left[\frac{101,27 \cdot 10^3}{3430,8} - \frac{24,151 \cdot 10^5 \cdot (195 - 27,93)}{9908115,6} \right]$$

$$\Rightarrow \sigma'_{a_2} = 168,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Zone (II)

Verification sous 0,8 G-E

$$d = 5 \text{ cm} \quad ; \quad d_c = \frac{\sum A'_i d'_i}{\sum A'_i} = \frac{3,14 \times 5 + 8,02 \times 94}{3,14 + 8,02} = 68,95 \text{ cm}$$

$$e_0 = 37,7 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c = e_0 - \frac{h_e}{2} = 37,7 - \frac{195}{2} = -59,8 \text{ cm} \Rightarrow (c = +59,8 \text{ cm})$$

on trouve :

$$P = -1854$$

$$Q = -732364,37$$

$$\text{avec } n = 50 \Rightarrow \begin{cases} p_1 = \frac{P}{n^2} = \frac{-1854}{50^2} = -1,05 \\ q_1 = \frac{Q}{n^3} = \frac{-732364,37}{50^3} = -9,88 \end{cases} \Rightarrow t = 2,31$$

$$d'où \quad y_2 = nt = 50 \times 2,31 = 115,5 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 115,5 + 59,8 = 175,3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{16 \times 175,3^3}{3} + 15 \times 11,16 \times (175,3 - 68,95)^2 + 15 \times 3,14 \times (190 - 175,3)^2$$

$$\Rightarrow I = 30634062 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N y_2}{I} = \frac{32,464 \cdot 10^3 \cdot 115,5}{30634062} = 0,122$$

donc : $\sigma_a = 15K(h - y_1) = 15 \times 0,122 \times (190 - 175,3) = 26,9 \text{ kg/cm}^2$
 $\Rightarrow \sigma_a = 26,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Verification sous G+Q+E :-

$$N_{\max} = 71,618 \text{ (t)} \quad \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = \frac{12,249}{71,618} = 0,171 \text{ m} < 0,325 \text{ m}$$

$$M = 12,249 \text{ (t)} \quad \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \left[1 + \frac{e_0}{3e_1} \right] \cdot \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \left[1 + \frac{0,171}{3 \cdot 0,325} \right] \cdot 68,5 = 120,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 51,5 \text{ cm}$$

$$A'_1 = A'_2 = 3,14 + \frac{8,02}{2} = 7,15 \text{ cm}^2$$

$$B'_0 = B'_1 + 15 A'_1 = 16 \times 195 + 15 \times 2 \times 7,15 = 3334,5 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} + 2nA \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{16 \times 195^3}{12} + 2 \times 15 \times 7,15 \times \left(\frac{195}{2} - 51,5 \right)^2$$

$$\Rightarrow I_{xx} = 10340375 \text{ cm}^4$$

d'où :

$$\sigma'_{b_1} = \frac{N'}{B'_0} + M \frac{y'_1}{I_{xx}} = \frac{71,618 \cdot 10^3}{3334,5} + \frac{12,249 \cdot 10^5 \cdot 195}{10340375 \cdot 2} = 33,027 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b_1} = 33,027 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 120,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b_2} = \frac{N'}{B'_0} - M \frac{y'_2}{I_{xx}} = \frac{71,618 \cdot 10^3}{3334,5} - \frac{12,249 \cdot 10^5 \cdot 195}{10340375 \cdot 2} = 9,93 \text{ kg/cm}^2 < 120,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a_1} = 15 \left[\frac{N'}{B'_0} + M \frac{(y'_1 - d'_1)}{I_{xx}} \right] = 15 \left[\frac{71,618 \cdot 10^3}{3334,5} + \frac{12,249 \cdot 10^5 \cdot (195 - 51,5)}{10340375} \right]$$

$$\Rightarrow \sigma'_{a_1} = 577,149 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a_2} = 15 \left[\frac{N'}{B'_0} - M \frac{(y'_2 - d'_2)}{I_{xx}} \right] = 15 \left[\frac{71,618 \cdot 10^3}{3334,5} - \frac{12,249 \cdot 10^5 \cdot (195 - 51,5)}{10340375} \right]$$

$$\Rightarrow \sigma'_{a_2} = 67,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Zone (III) :-

la verification des contraintes n'est pas necessaire ; car, on a trouve des armatures negatives, donc le beton seul peut resister aux efforts sollicitants.

Voile peripherique :-

Conformément aux exigences du R.P.A et dans le but d'assurer une bonne rigidité du soubassement de notre bâtiment, on prévoit un voile peripherique qui Ceinture notre structure ; ce voile sera continu entre le niveau des fondations et le niveau du 1er plancher au dessus du sol et il sera ferrillé forfaitairement.

Caracteristique du Voile :-

$h = 2,82 \text{ m}$
 $b = 30 \text{ cm}$

- Les Armatures Longitudinales filantes superieures et inferieures de section $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale du beton ; avec recouvrement $\geq 50 \phi$, equerre de renforcement dans les angles.

$$A \geq \frac{0,2}{100} \times 30 \times 100 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prendra :- 6T12 /ml $A = 6,78 \text{ cm}^2$

- Les Armatures Longitudinales de peau de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par ml de hauteur

on prendra 5T8 /ml par face $A = 2,51 \text{ cm}^2$

| | | VOILE V_{L4} | | | VOILE V_{L4} | | |
|-------------|--|----------------|----------|---------|----------------|----------|---------|
| ZONE | | I | II | III | I | II | III |
| EFFORTS | M [t.m] | 2114,755 | 1231,246 | 495,539 | 3061,204 | 1782,278 | 717,305 |
| | N_{min} [t] | 170,54 | 119,552 | 68,6 | 224,328 | 157,248 | 90,168 |
| | N_{max} [t] | 229,37 | 161,93 | 93,73 | 303,11 | 214,07 | 124 |
| | T [t] | 107,022 | 101,198 | 77,904 | 154,92 | 146,49 | 112,77 |
| | e_0 [m] | 12,4 | 10,29 | 7,22 | 13,64 | 11,33 | 7,95 |
| | e_1 [m] | 1,62 | 1,62 | 1,62 | 1,54 | 1,54 | 1,54 |
| | | | | | | | |
| FERRAILLAGE | nature Sollion | S PC | S PC | S PC | S PC | S PC | S PC |
| | σ_1 [kg/cm ²] | +93,99 | 55,97 | 23,84 | 149,26 | 88,7 | +37,5 |
| | σ_2 [kg/cm ²] | -72,17 | -40,68 | -15,07 | -118,95 | -67,46 | -25,32 |
| | $\bar{\sigma}'_b$ [kg/cm ²] | 137,5 | 137,5 | 170,36 | 218,07 | 192,56 | 154,76 |
| | Zone tendue [cm] | 424 | 411,22 | 378,4 | 410 | 400 | 373 |
| | A_{cal} [cm ²] | 58,28 | 31,84 | 10,86 | 92,89 | 51,39 | 17,98 |
| | A_{min} [cm ²] | 33,92 | 32,88 | 30,27 | 32,8 | 32,00 | 29,84 |
| | A_{vj} [cm ²] | 28 | 26,5 | 20,4 | 40,57 | 38,36 | 29,53 |
| | $\bar{\sigma}_b$ [kg/cm ²] | 16,93 | 15,65 | 11,38 | 30,08 | 27,9 | 20,43 |
| | w_t % | ≈ 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | A_f [cm ²] <small>ml</small> | 8T8 | 8T8 | 8T8 | 6T10 | 6T10 | 6T10 |
| | $A'_{c,min}$ [cm ²] <small>ml</small> | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| | n et ϕ zone courante | 8T8 | 8T8 | 8T8 | 6T10 | 8T8 | 8T8 |
| | Zone [cm] courante | 129 | 154 | 220,2 | 105 | 125 | 179 |
| | n et ϕ potelet | 9T14 | 4T10 | 4T10 | 4T16 | 4T12 | 4T10 |
| | | | | | | | |
| CONTR | σ'_b [kg/cm ²] | 130,41 | 93,233 | / | 218,7 | 114,73 | 60,51 |
| | σ'_a [kg/cm ²] | 777,21 | 388,64 | / | 1202 | 870 | 295,68 |
| | σ_a [kg/cm ²] | 2955,89 | 2697 | / | 4124 | 3818,56 | 1999,26 |

| VOILE V _{L13} | | TR1 | | | TR2 | | |
|------------------------|---|---------|---------|---------|----------------------|---------------------|----------------------|
| | Zone | I | II | III | I | II | III |
| EFFORTS | M (t.m) | 856,262 | 471,881 | 178,127 | 16,634 | 9,167 | 3,460 |
| | N _{min} (t) | -98,72 | -39,24 | 3,79 | -209,89 | -117,38 | -41,30 |
| | N _{max} (t) | 484,63 | 311,9 | 154,66 | 331,41 | 203,24 | 91,21 |
| | T (t) | 110,8 | 104,7 | 80,66 | 2,16 | 2,04 | 1,57 |
| | e ₀ (m) | 8,67 | 12,02 | 47 | 0,08 | 0,07 | 0,08 |
| | e ₁ (m) | 1,12 | 1,12 | 1,12 | 0,30 | 0,30 | 0,30 |
| FERRAILLAGE | Nature soll _{im} | S.P.C | S.P.C | S.P.C | S.E.T | S.E.T | S.E.T |
| | σ ₁ (Kg/cm ²) | 79,36 | 42,33 | 14,96 | - | - | - |
| | σ ₂ (Kg/cm ²) | -61,11 | -35,07 | -14,26 | - | - | - |
| | σ _b ' (Kg/cm ²) | 104 | 94,64 | 92,28 | 108,84 (majorée) | 72,19 | 71,64 |
| | Zone tendue (cm) | 294 | 306 | 329 | 182 | 182 | 182 |
| | A _{cal} (cm ²) | 34,22 | 20,44 | 8,9 | 20,59 29,38 | 11,57 16,37 | 0,33 0,48 |
| | A _{min} (cm ²) | 23,52 | 24,48 | 26,32 | 14,56 | 14,56 | 14,56 |
| | A _{obj} (cm ²) | 29 | 27,42 | 21,12 | 0,56 | 0,53 | 0,4 |
| | σ _b (kg/cm ²) | 32,78 | 31 | 23,86 | 2,37 | 2,24 | |
| | w _t % | 0,6 | 0,55 | 0,38 | 0 | 0 | 0 |
| | A _h (cm ² /ml) | 4 | 4 | 4 | 2,4 | 2,4 | 2,4 |
| | A' _{min} (cm ² /ml) | 4 | 4 | 4 | 2,4 | 2,4 | 2,4 |
| | n et d p.m zone courante | 8T8 | 8T8 | 0 | 8T16 | 5T14 | 5T10 |
| | zone courante (cm) | 88 | 64 | 18 | - | - | - |
| | n et d potelet | 14T12 | 14T10 | 14T10 | 4T16 | 4T14 | 4T10 |
| CONTR ^{TE} | σ _b ' (Kg/cm ²) | 104 | 50,88 | - | σ ₁ = 100 | σ ₁ = 69 | σ ₁ = 4,5 |
| | σ _a ' (Kg/cm ²) | 1245 | 596 | - | σ ₂ = 71 | σ ₂ = 48 | σ ₂ = 2,5 |
| | σ _a (Kg/cm ²) | 2808 | 4158 | - | 3788 -2738 | 3635 -2724 | 520 -193 |

| | | VOILE V_{E7} | | |
|----------------------|---|----------------|--------|--------|
| | | I | II | III |
| EFFORTS | Zone | | | |
| | M (t.m) | 111,678 | 65,066 | 26,139 |
| | N _{min} (t) | 51,69 | 37 | 22,31 |
| | N _{max} (t) | 68,94 | 49,59 | 30,05 |
| | T (t) | 5,64 | 5,34 | 4,11 |
| | e ₀ (m) | 2,16 | 1,76 | 1,17 |
| | e ₁ (m) | 0,54 | 0,54 | 0,54 |
| FERRAILLAGE | Nature soll _{ion} | S.P.C | S.P.C | S.P.C |
| | σ_1 (Kg/cm ²) | 48,76 | 29,75 | 13,35 |
| | σ_2 (Kg/cm ²) | -29,06 | -15,65 | -4,85 |
| | σ_b' (Kg/cm ²) | 205,5 | 124,43 | 105,66 |
| | Zone tendue (cm) | 122 | 113 | 87 |
| | A _{cal} (cm ²) | 6,75 | 5,89 | 0,80 |
| | A _{min} (cm ²) | 9,76 | 9,04 | 6,96 |
| | A _{vj} (cm ²) | 1,47 | 1,39 | 1,07 |
| | σ_b (Kg/cm ²) | 1,77 | 1,67 | 1,28 |
| | w _t % | 0 | 0 | 0 |
| | A _h (cm ² /ml) | 2,4 | 2,4 | 2,4 |
| | A _{cmin} (cm ² /ml) | 2,4 | 2,4 | 2,4 |
| | n et ϕ p.m Zone courante | 8T8 | 5T8 | 5T8 |
| | Zone courante (cm) | 84 | 102 | 154 |
| | n et ϕ potelet | 8T10 | 8T10 | 8T10 |
| CONTRA _{TE} | σ_b' (Kg/cm ²) | 67,97 | - | 14 |
| | σ_a' (Kg/cm ²) | 725,48 | - | 193 |
| | σ_a (Kg/cm ²) | 1771 | - | 147 |

Verification, au bas, du sous sol. (Vide Sanitaire):-

- Voile V_{t4} :-

$$\begin{cases} M = 2416,557 \text{ (t.m)} \\ N_{\min} = 192,024 \text{ (t)} \\ N_{\max} = 257,52 \text{ (t)} \end{cases}$$

sous (0,8G-E) :-

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{2416,557}{192,024} = 12,58 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = \frac{9,77}{6} = 1,628 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC}$$

sous (G+Q+E) :-

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = \frac{2416,557}{257,52} = 9,38 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = 1,628 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC}$$

(*) sous (0,8G-E)

on a trouvé au niveau du RDC une section d'acier.

$$\begin{cases} A = 73,86 \text{ cm}^2 & ; d = 179 \text{ cm} \\ A' = 80,89 \text{ cm}^2 & ; d' = 205,76 \text{ cm} \\ & ; h = 798 \text{ cm} \end{cases}$$

avec $b = 30 \text{ cm}$.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma}{6} \times 0,3 \cdot \left[1 + \frac{12,58}{3 \times 1,628} \right] \times 275 = 245,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = e_0 - \frac{h_t}{2} = 12,58 - \frac{9,77}{2} = 7,69,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } c = -769,5 \text{ cm}$$

$$\text{on trouve } \begin{cases} P = -1192397 \\ q = +1,36041 \cdot 10^8 \end{cases}$$

$$\text{avec } n = 500 \Rightarrow \begin{cases} P_1 = P/n^2 = -1192397/500^2 = -4,77 \\ q_1 = q/n^3 = \frac{+1,36041 \cdot 10^8}{500^3} = +1,08 \end{cases} \Rightarrow t = 2,05$$

$$\text{d'où } y_2 = nt = 500 \times 2,05 = 1025 \text{ cm}$$

$$\text{et } y_1 = y_2 + c = 1025 - 769,5 = 255,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 255,5^3}{3} + 15 \times 80,89 \times (255,5 - 205,76)^2 + 15 \times 73,86 \times (798 - 255,5)^2$$

$$\Rightarrow I = 4,95854 \cdot 10^8$$

$$\Rightarrow K = \frac{N y_2}{I} = \frac{192,024 \cdot 10^3 \cdot 1025}{4,95854 \cdot 10^8} = 0,397$$

$$\text{donc } \sigma_a = 15K(h - y_1) = 15 \times 0,397 \times (798 - 255,5) = 3230,58 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ ''}$$

• sous (G+Q+E) :-

$$c = e - \frac{h_t}{2} = 938 - \frac{977}{2} = 449,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow c = -449,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} P = -170717 \\ Q = -2,6738 \cdot 10^8 \end{cases}$$

avec $n = 400 \Rightarrow P_1 = \frac{P}{n^2} = \frac{-170717}{400^2} = -1,06 \quad \Rightarrow t = 1,83$

$$q_1 = \frac{Q}{n^3} = \frac{-2,6738 \cdot 10^8}{400^3} = -4,17$$

de là on tire : $y_2 = nt = 400 \times 1,83 = 732 \text{ cm}$

et $y_1 = y_2 + c = 732 - 449,5 = 282,5 \text{ cm}$

$$I = \frac{30 \times 282,5^3}{3} + 15 \times 80,89 \times (282,5 - 205,76)^2 + 15 \times 73,86 \times (798 - 282,5)^2$$

$$\Rightarrow I = 5,27011 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

donc : $k = \frac{N y_2}{I} = \frac{257,52 \cdot 10^3 \cdot 732}{5,27011 \cdot 10^8} = 0,357$

d'où :

$$\sigma'_b = k y_1 = 0,357 \cdot 282,5 = 100,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 245,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15k(y_1 - d') = 15 \times 0,357 \times (282,5 - 205,76) = 411 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ ''}$$

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

1) Introduction :

Les linteaux sous l'action de M et T seront calculés en F.S ; la méthode utilisée sera celle de ROBINSON.
 Comme le séisme peut agir à droite comme à gauche donc les actions horizontales (séisme) peuvent changer de sens ainsi que les moments flechissants; dans ce cas il sera nécessaire de prévoir un ferrailage symétrique de la section transversale et le linteau se calcule comme une poutre encastree à ses 2 extrémités.

Article (4.3.2.4. RPA). Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile; ils doivent être capable de prendre l'effort tranchant et le moment flechissant d'action peuvent alterer
 $T = 1,4 T_u$
 Le moment flechissant est calculé à partir de T_u .

2) Contraintes admissibles

- Contrainte de cisaillement $\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma_{28}^1 = 33 \text{ kg/cm}^2$
- " " flexion $\bar{\sigma}_b' = 0,75 \sigma_{28}^1 = 206,25 \text{ kg/cm}^2$
- " " traction $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \sigma_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3) ferrailage des linteaux

chaque linteau sera ferrillé sous :

- son poids propre
- la charge d'exploitation
- l'effort du séisme.

• Prescription relative au ferrailage (R.P.A 4.3.3.13).
 Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux et leur valeur sont :

$$\begin{aligned}
 A_s = A_i &\geq 0,0015bh & b : \text{largeur du linteau} \\
 A_r &\geq 0,0020bh & h : \text{hauteur " " } \\
 A_t &\geq 0,0025bs
 \end{aligned}$$

A_s ; A_i : armatures du linteau supérieures et inférieures respectivement
 A_r : armature de répartition du linteau
 A_t : armature transversale " "
 Δ étant l'espacement des armatures transversales ($\Delta \leq \frac{h}{4}$. R.P.A)

La distance d'ancrage des armatures A_s, A_i, A_r doit être au moins égale à $\frac{h}{4} + 50\phi$

Si $\sigma_b \geq 0,06 \sigma_{28}'$; des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant les diagonales du linteau. Leur section doit être $A \geq 0,015 bh_f$ et leur ancrage $l_d \geq 100\phi$.

- On exposera le calcul pour un seul linteau et on ferraillera tous les linteaux des autres niveaux de la même façon. On remarquera que le linteau est plus sollicité au niveau du R.D.C.

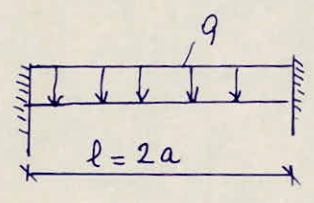
Le ferrailage se fera sous les sollicitations S_B .

On donnera par la suite les résultats des linteaux des autres nls dans un tableau.

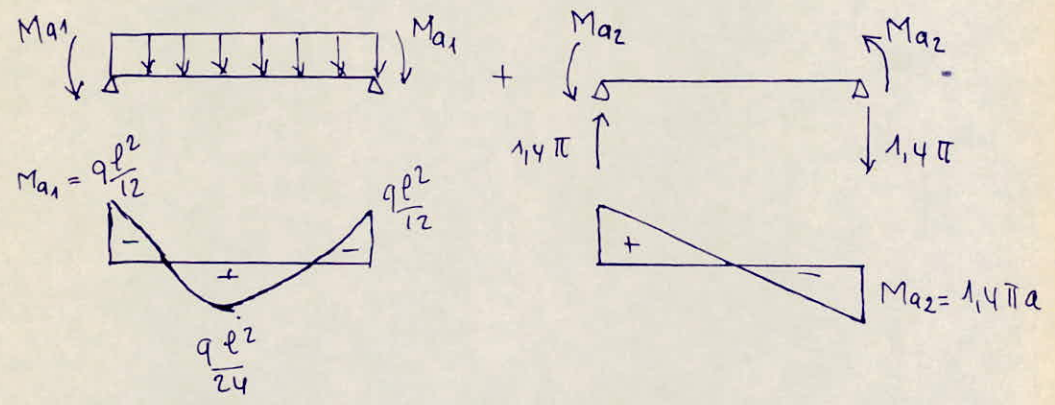
- Linteau t13 (voile V_{t13})

$\pi_{RDC} = 36,50 t$

Schema statique



schema statique equivalent :



Les efforts max correspondent donc à la section d'ancrage :

$M = 1,4 \pi \cdot a + q \frac{l^2}{12}$

$T = 1,4 \pi + q \frac{l}{2}$

• Longueur de plancher revenant au linteau :

$\frac{3,60}{2} + 1,255 = 3,06 m$

• Calcul des efforts :

| | | | |
|------------|-------|-----------------------|-----------------|
| - Plancher | | (0,64 + 0,175) 3,06 = | 2,494 t/ml |
| - retombée | | 0,54 x 0,16 x 2,5 = | 0,216 t/ml |
| | | | <hr/> 2,71 t/ml |

$$T = 1,4(36,50) + 2,71 \times \frac{0,90}{2} = 52,32 \text{ t.}$$

$$M = 1,4 \times 36,50 \times 0,45 + \frac{2,71 \times 0,9^2}{12} = 23,18 \text{ t.m.}$$

- Moment résistant du béton

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' b \bar{y} \left(h - \frac{\bar{y}}{3} \right).$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 206,25}{15 \times 206,25 + 4200} = 0,424$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,858$$

$$\bar{y} = \bar{\alpha} h = 0,424 \times 67 = 28,4 \text{ cm.}$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \times 206,25 \times 16 \times 28,4 \times \left(67 - \frac{28,4}{3} \right) = 2696012 \text{ Kg.cm} = 26,96 \text{ t.m}$$

$$M_{RB} > M_{ext} = 23,18 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{23,18 \cdot 10^5}{0,858 \times 67 \times 4200} = 9,60 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T16} = 10,05 \text{ cm}^2$$

- Armatures de repartition

$$A_r \geq 0,0020 b h_t = 0,0020 \times 16 \times 70 = 2,24 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ T8} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Longueur d'ancrage

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi = \frac{70}{4} + 50 \cdot 1,6 = 97,5 \text{ cm} \text{ on prend } l_d = 100 \text{ cm.}$$

- Armatures principales.

$$A_s = A_i = A \geq 0,0015 b h_t = 1,68 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

- Armatures transversales :

$$\beta = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \text{ On prend (1 cadre + 1 épingle) T10} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \frac{2,35 \times 0,875 \times 67 \times 4200}{52,32 \cdot 10^3} = 11 \text{ cm} \text{ on prend } \Delta = 10 \text{ cm}$$

$$\text{espacement admissible (R.P.A)} \Delta \leq \frac{h_t}{4} = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ cm.}$$

- Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{52,32 \cdot 10^3}{16 \times 0,875 \times 67} = 55 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b = 33$$

Comme la contrainte de cisaillement à l'encastrement est très supérieure par rapport à la contrainte de cisaillement admissible, il sera nécessaire de fretter la section citée de façon à ce que quand le béton se fissure au moment du seisme, l'effort peut être repris totalement par les armatures ceci revient à réduire

l'espacement des armatures transversales et à vérifier la contrainte de cisaillement sur les armatures principales en cas où l'effort tranchant brusque agirait directement sur eux.

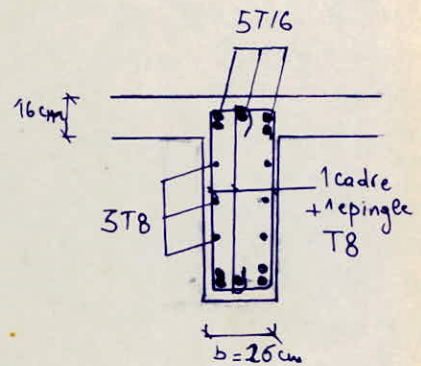
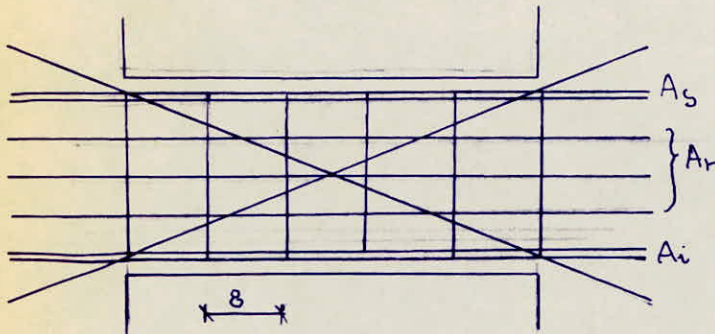
Soit $s = 8 \text{ cm}$ (à l'ancastrement).

Sur les armat. princ. $\tau = \frac{T}{A_{\text{cisailée}}} = \frac{52,32 \cdot 10^3}{2 \times 10,05} = 2603 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{cr}} = 4200$
 vérifié

- Armatures supplémentaires dans les angles :

$\tau_b = 55 \text{ kg/cm}^2 > 0,005 \sigma'_{20} = 16,5 \text{ kg/cm}^2$. On prévoit donc des armatures supplémentaires A_x .

$A_x \geq 0,0015 h_e \cdot b \Rightarrow A_x \geq 1,68 \text{ cm}^2$ on prendra $2T12 \approx 2,26 \text{ cm}^2$



| | | V_{L6} | V_{L9} | V_{E8} | V_{E9} |
|-------------|----------------------------------|-----------|------------|-------------------------|-------------|
| DIM. | linteaux | L6 | L9 | t8 | t9 |
| | l (cm) | 90 | 1,10 | 90 | 90 |
| | h_t (cm) | 70 | 150 | 70 | 70 |
| | b (cm) | 16 | 16 | 16 | 16 |
| EFFORTS | N (t) | 1,98 | 4,39 | 19,93 | 24,33 |
| | T (t) | 3,86 | 6,68 | 29,15 | 35,13 |
| | M (t.m) | 1,41 | 3,48 | 12,74 | 15,49 |
| FERRAILLAGE | $A_{calculé}$ (cm ²) | 0,58 | 0,65 | 5,27 | 6,41 |
| | A_{min} (cm ²) | 1,68 | 3,60 | 1,68 | 1,68 |
| | $A_{adopté}$ | 2T12 | 2T16 | 2T16 + 1T14 | 2T16 + 2T14 |
| | l_d (cm) | 80 | 120 | 100 | 100 |
| | A_r (cm ²) | 2,24 | 4,80 | 2,24 | 2,24 |
| | $A_{adopté}$ | 6T8 | 4T8 + 4T10 | 6T8 | 6T8 |
| | A_t | 1cadre T8 | 1cadre T6 | 1cadre T8 + 1epingle T8 | 1cadre T8 |
| | s (cm) | 15 | 15 | 10 | 10 |
| | τ_b (kg/cm ²) | 5,76 | 3,24 | 31 | 37 |
| | A_x | inutile | inutile | 2T12 | 2T12 |
| | L (cm) | - | - | 120 | 120 |

Remarque :

On constate que pour le linteau t_9 on a $\tau_b = 37 \text{ kg/cm}^2$ valeur légèrement supérieure à la contrainte admissible cet excès est tolérable.

FONDACTIONS

1) Etude du sol:

a) caractéristiques géologiques du terrain:

dix (10) sondages rotatifs ont été réalisés jusqu'à la profondeur de 15 m. Les sondages profonds ont été réalisés particulièrement pour la reconnaissance du sous sol des tours projetés.

La formation ancienne de pléistocène est composée des dépôts de dunes consolidées partiellement sous la forme de grès. Cette formation repose à partir de 1,5 - 7,0 m de profondeur.

Les dépôts du pléistocène sont couverts par des alluvions récentes de la plaine de Mitidja, représentés par des argiles et des argiles sableuses partiellement graveleuses.

b) Conditions hydrologiques du terrain:

Au point de vue de l'hydrologie, le terrain pose certaines exigences vis à vis du choix d'un niveau des fondations, ainsi que la réalisation des travaux eux-mêmes.

Pendant l'exécution des forages, il a été constaté une nappe d'eau dans les sables dunaires au dessous des argiles alluvionnaires, à partir de 3,5 - 5,0 m de profondeur environ.

Vu le régime hydrogéologique de la région étudiée (plaine de la Mitidja) ainsi que la réalisation des investigations sur le site pendant la période sèche (septembre) il est à conclure que le niveau d'eau remontera remarquablement pendant une période pluviale.

Il est vrai que théoriquement des argiles alluvionnaires constituent une certaine couche imperméable, mais en réalité vu leur nature (argile sableuse) et un contenu de sable en forme de passages, elles emmagasineront une certaine quantité d'eau pendant la période pluviale.

Ce phénomène a été déjà constaté pendant la réalisation des fondations de la cité "E.C.O.T.E.C" se trouvant à proximité.

En effet, la réalisation des fondations de la cité mentionnée exigeait l'évacuation permanente d'eau, par un pompage des fouilles creusées dans les argiles intercalées de sables.

La seule solution adaptable dans notre cas est d'ancrer les fondations à une profondeur faible.

c) Essais au penetromètre de poche et au scissomètre de poche

Profitant des échantillons non remaniés des argiles et des argiles graveleuses, des essais ont été exécutés avec le penetromètre et le scissomètre de poche. Les résultats d'essais ainsi que ceux du calcul approché de la cohésion sont établis dans le tableau.

Les valeurs de R_{pp} et R_{sp} du tableau ont servi à estimer la cohésion C_u d'après une formule générale, admettant que l'angle de frottement du sol est approché à zéro :

$$C_u = R_{sp} = \frac{1}{2} R_{pp}$$

d) Essais au penetrometre statique

Le principe de l'essai à la pénétration statique consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône de diamètre bien défini.

L'enfoncement du cône se fait de façon continue par l'intermédiaire d'un train de tige sur lequel s'exerce l'effort. Un manchon situé au dessus de la pointe permet de mesurer localement la résistance au frottement latéral.

L'appareil utilisé est du type BORRO-20T dont le dispositif à mesurer permet d'enregistrer séparément :

- la force d'enfoncement de la pointe - Q_p
- la force d'enfoncement d'ensemble - Q_L (pointe + manchon)
- la force totale (tige + pointe + manchon).

sachant que la section de la pointe est de 10 cm^2 , et la surface latérale du manchon est 150 cm^2 , on calcule :

- la résistance à la pénétration statique :

$$q_c = \frac{Q_p}{10} \text{ (bars)}$$

- la résistance au frottement latéral :

$$F_s = \frac{Q_L - Q_p}{150} \text{ (bars)}$$

- Un facteur F_R

$$F_R = \frac{F_s}{q_c} \cdot 100$$

Les graphes de F_R servent à distinguer les couches géologiques, d'une nature différente du sol.

Les valeurs de q_c pourront servir à estimer une portance du sol. Pour des semelles usuelles encastrées d'au moins 1m, dans un terrain sableux, on peut déterminer le taux de travail admissible, par la formule (d'après L'HERMINTER)

$$q_{ad} = \frac{q_c}{10} \text{ (bars)}$$

Dans le cas d'argile, CASSAN propose d'appliquer la formule suivante (cas d'une semelle quelconque rigoureusement superficielle)

$$q_{ad} = \frac{q_c - p_0}{12} \text{ à } \frac{q_c - p_0}{15}$$

où : p_0 : la contrainte effective verticale au niveau de la pointe
($p_0 = \sum \gamma \cdot D$)

Un tassement d'une semelle peut être estimé à partir de la valeur de q_c , d'après BUISMAN par la formule :

$$\Delta h = \frac{h \cdot \Delta p}{\alpha \cdot q_c}$$

où : h : épaisseur d'une couche tassante
 Δp : variation des contraintes dues par la fondation
 α : coeff. dépendant de la nature du sol.

d'après KERISEL, SANGLERAT :

Sables - $1 < \alpha < 2$
 Sables argileux - $2 < \alpha < 5$
 argiles molles - $5 < \alpha < 10$
 argiles compactes - $3 < \alpha < 5$

Les résultats de l'essai obtenus sont établis dans un tableau.

e) Conclusions :

La coupe géologique du site étudié révèle 2 couches totalement différentes :

- couches d'argile, d'argile sableuse et d'argile graveleuse, plus ou moins résistante, tassante, d'épaisseur variable de 1,5 - 7,0 m.
- couche sous-jacente de sable et sable argileux relativement compact et saturé à partir de 3,5 - 5,0 m de profondeur.

Quand à la profondeur d'encastrement, on se limitera à 1,50 m afin de ne pas traverser la couche imperméable (d'argile). Dans le cas échéant la nappe d'eau durant une période pluviale, remonterait au dessus de la fondation et inonderait les vides sanitaires.

Cependant une certaine profondeur minimale d'ancrage devra être tenue, on propose, en premier lieu de remblayer le site par une couche d'argile d'épaisseur 0,5 - 1,0 m bien compactée ;

Une fois que la mise en place d'un remblai sera terminée, on creusera les fouilles de fondation à la profondeur de 2,0 - 2,5 m par rapport à la cote de terrassement.

- Penetrometre de poche et scissometre de poche -

| N° de Sondage | profondeur (m) | Nature du sol | Resultats des mesures de la resistance | | Cohesion (approximative) |
|---------------|----------------|-------------------|--|-----------------|--------------------------|
| | | | R _{pp} | R _{sp} | |
| 2 | 8,4 - 8,8 | Argile | 2,1 | > 1,0 | 1,0 |
| 4 | 3,2 - 3,6 | Argile | 2,8 | > 1,0 | 0,9 |
| | 5,2 - 5,5 | Graveleuse | > 3,0 | 1,0 | 1,5 |
| 7 | 2,6 - 2,9 | Argile graveleuse | 1,3 | 0,9 | 0,7 |
| | 5,5 - 5,9 | " " | > 3,0 | > 1,0 | > 1,5 |
| 8 | 3,4 - 4,0 | Argile graveleuse | 2,5 | | 1,2 |
| 9 | 4,4 - 5,0 | Argile graveleuse | > 3,0 | | > 1,5 |

- Penetrometre statique -

| N° de penetration | profondeur (m) | Coupe geologique (interpretation) | Resistance à la pointe q _c (moyenne) | Facteur F _R % (moyenne) |
|-------------------|----------------|---|---|------------------------------------|
| 1 | 0,0 - 1,9 | Argile | 27 | 6,9 |
| | 1,9 - 3,3 | Sable argileux | 49 | 2,8 |
| | 3,3 - 7,4 | sable saturé avec passage de sable argileux et grés | > 40 | 0,8 |
| 2 | 0,0 - 1,9 | Argile | 46 | 8,3 |
| | 1,9 - 2,9 | Argile molle | 13 | 6,5 |
| | 2,9 - 5,3 | sable saturé | 68 | 1,9 |
| | 5,3 - 6,0 | sable saturé lâche | 28 | 1,5 |
| 3 | 0,0 - 2,4 | Argile | 21 | 7,6 |
| | 2,4 - 4,5 | sable argileux | 31 | 4,8 |
| | 4,5 - 8,6 | sable saturé | > 80 | 1,5 - 2,1 |
| 4 | 0,0 - 1,7 | Argile | 16 | 8,2 |
| | 1,7 - 4,0 | sable argileux | 33 | 4,1 |
| | 4,0 - 9,2 | sable saturé | > 70 | 1,8 |
| 5 | 0,0 - 2,3 | Argile | 19 | 7,9 |
| | 2,3 - 3,3 | Argile sableuse | 30 | 6,0 |
| | 3,3 - 7,2 | sable saturé (passage de grés) | > 50 > 200 | 1,0 - 1,8 |
| 6 | 0,0 - 3,8 | Argile | 17 | 7,9 |
| | 3,8 - 4,8 | sable argileux | 16 | 2,8 |
| | 4,8 - 6,4 | Sable avec passages de grés | > 100 | 1,7 |
| 7 | 0,0 - 2,3 | Argile sableuse | 13 | 3,4 |
| | 2,3 - 8,0 | Sable saturé (passage de grés) | 35 - 90 | 0,9 - 1,3 |
| 8 | 0,0 - 3,5 | Argile | 22 | 9,4 |
| | 3,5 - 4,7 | sable argileux | 62 | |

3) CALCUL DE LA FONDATION :

On choisira comme contrainte admissible du sol la valeur $1,4 \text{ bars} = 1,43 \text{ kg/cm}^2$ avec laquelle on dimensionnera notre fondation. Et comme on ne connaît pas l'emplacement exact de notre bâtiment par rapport aux points qui ont servi au sondage du sol, on vérifiera que la contrainte appliquée sur le sol par notre fondation est compatible avec les contraintes admissibles en ces différents points:

• choix du type de fondation :

Le poids du bâtiment étant important. Le choix de semelles filantes comme fondation a abouti à des largeurs de semelles occupant tout l'entreaxe des voiles. On a opté donc pour un radier général, car la surcharge que cela occasionnerait sera acceptable devant les avantages apportés par le radier (notamment la réduction sensible des tassements différentiels, et, la rapidité d'exécution). Le radier est infiniment rigide et indéformable dans son ensemble, les charges de la construction seront réparties sur toute la surface du sol d'une façon uniforme.

a) Calcul du radier.

- charges sous SP1

$$G + 1,2P = 5155,78 + 1,2 \times 403,44 = 5639,91 \text{ (t)}$$

- Surface nécessaire du radier

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{\sigma_{necc}} \Rightarrow S_{necc} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{5639,91}{14,3} = 394 \text{ m}^2$$

La surface sous le bâtiment est $370,75 \text{ m}^2$ est insuffisante. on prendra un débord de 90 cm; ainsi la surface du radier devient:

$$S = 447,39 \text{ m}^2.$$

$$\text{centre de gravité du radier} \begin{cases} x_R = 8,63 \\ y_R = 11,90 \end{cases}$$

$$\text{centre de gravité du bâtiment} \begin{cases} x_B = 8,80 \\ y_B = 11,90 \end{cases}$$

les 2 centres de gravité étant proche, de plus les tassements différentiels ne sont pas à craindre, la réaction du sol est donc bien uniforme.

b) Pression sous le Radier:

$$P = \frac{N}{S} = \frac{5639,91 \cdot 10^3}{447,39} = 12,60 \text{ t/m}^2 = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

c) Predimensionnement de l'épaisseur du radier :

Le radier est une dalle et il est peu commode de placer des armatures transversales dans celle-ci. On déterminera son épaisseur en fonction de la contrainte de cisaillement. Le calcul se fera pour une bande de 1m.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow z \geq \frac{T_{max}}{1,15 b \bar{\sigma}_b}$$

$$T_{max} = q \frac{l_{max}}{2} = \frac{12,6 \times 3,46}{2} = 21,8 \text{ t}$$

$$z \geq \frac{21,8 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 100 \cdot 5,9} = 32 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} h \Rightarrow h \geq \frac{8}{7} (32) \Rightarrow h \geq 36 \text{ cm}$$

on prendra $h = 45 \text{ cm}$

- condition forfaitaire:

Cette condition découle de la raideur du radier et stipule :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{3,46}{10} = 34 \text{ cm}$$

finalement on prendra $h = 45 \text{ cm}$ et $h_t = 50 \text{ cm}$

d) Verification de la contrainte du sol sous le radier:

- Poids du bâtiment: 5639,91
- " radier: 559,23 = 0,5 x 2,5 x 447,39
- Poids total $P' = 6199,14 \text{ t}$

$$\text{d'où la contrainte: } P' = \frac{6199,14 \cdot 10^3}{447,39 \cdot 10^4} = 1,38 \text{ kg/cm}^2$$

e) Verification au poinçonnement:

Le voile le plus sollicité est le voile Vtg chargé par $G = 310,87 \text{ t}$
 $P = 41,5 \text{ t}$ et ayant une longueur de 9,48 m donc par mètre

linéaire :

$$q = \frac{G + 1,2 P}{9,48} = \frac{310,87 + 41,5}{9,48} = 37,17 \text{ t/ml}$$

La condition de non poinçonnement est:

$$\frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

avec; P_c : perimetre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle.
 Comme le cisaillement se fait suivant un angle de 45° on a



150

$$P_c = 2(150 + 80) = 460 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \frac{1,5 \times 37,17 \cdot 10^3}{460 \times 50} = 2,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,7 \text{ Kg/cm}^2$$

f) Vérification à l'effet de sous pression :

Le poids total du bâtiment doit être supérieur à la poussée hydrostatique verticale de soulèvement :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot z$$

$$P = G = 5155,78 \text{ t} \quad S = 447,39 \text{ m}^2 \quad z = 2,50 \text{ m.}$$

$$1,5 \cdot S \cdot z = 1,5 \cdot 447,39 \cdot 2,50 = 1678 \text{ t.}$$

donc $P > 1,5 \cdot S \cdot z$.

g) Vérification de la stabilité du Radier sous les sollicitations du 2^{ème} genre :

Le radier est soumis à un effort Normal N et un Moment de renversement M .

$$N = G + P + G_{\text{radier}} = 5155,78 + 403,44 + 559,23$$

$$N = 6118,45 \text{ t}$$

Moment / à la base du radier

$$M = 11293,36 \text{ t.m}$$

•• Contraintes sous le radier :

① sens longitudinal :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I_x} \cdot v_y$$

$$v_y = 11,90 + 0,9 + 0,07 = 12,87 \text{ m.}$$

$$I_x = 20746,17 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{6118,45 \cdot 10^3}{447,39 \cdot 10^4} \pm \frac{11293,36 \cdot 10^5}{20746,17 \cdot 10^8} \cdot 12,87 = 1,36 \pm 0,70$$

$$\sigma_1 = 2,06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,66 \text{ Kg/cm}^2$$

On doit vérifier que :

• la contrainte moyenne $\bar{\sigma}_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,90 \text{ Kg/cm}^2$

• la contrainte max. $\sigma_1 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 1,5 \cdot 1,43 = 2,14 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{3 \times 2,06 + 0,66}{4} = 1,71 \text{ Kg/cm}^2 < 1,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 2,06 < 2,14$$

② sens transversal

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I_y} \cdot v_x$$

$$v_x = 8,63 + 0,9 + 0,07 = 9,60 \text{ m}$$

$$I_y = 13275,26 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{6118,45}{447,39} \pm \frac{11293,36 \cdot 10^5}{13275,26 \cdot 10^8} \cdot 960 = 1,36 \pm 0,81$$

$$\sigma_1 = 2,17 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 0,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 2,17 + 0,55}{4} = 1,77 < 1,90$$

$$\sigma_1 = 2,17 \neq 2,14$$

La stabilité du radier est donc assurée dans les 2 sens.

H) charges à prendre en compte pour le calcul du radier :

La charge prise en compte pour le calcul du radier sera égale à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

charge du radier : $0,50 \times 2,5 = 1,25 \text{ t/m}^2 = 0,12 \text{ Kg/cm}^2$

• Sollicitations du 2^{eu} genre :

① Sens longitudinal :

$$q_1 = 2,06 - 0,12 = 1,94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = 0,66 - 0,12 = 0,54 \text{ Kg/cm}^2$$

② sens transversal :

$$q_1 = 2,17 - 0,12 = 2,05 \text{ Kg/cm}^2$$

On prendra sous SP2 $q = 2,05 \text{ Kg/cm}^2$

• Sollicitations du 1^{er} genre :

$$q = \frac{N}{S} = 1,26 \text{ Kg/cm}^2$$

On doit comparer : $\frac{\bar{\sigma}_a(SP_2)}{\bar{\sigma}_a(SP_1)}$ avec $\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)}$

$$\frac{\bar{\sigma}_a(SP_2)}{\bar{\sigma}_a(SP_1)} = \frac{4200}{2800} = 1,5$$

$$\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{2,05}{1,26} = 1,6 > 1,5$$

c'est à dire que les contraintes du 2^{eu} genre sont plus défavorables. Le radier sera calculé comme un plancher dalle renversé sous la réaction SP2.

I) Détermination des Moments dans les panneaux de dalles :

Les panneaux de dalles étant sollicités par une charge uniformément répartie, on déterminera les moments avec la méthode de PIGEAUD.

Moment au milieu de la dalle dans une bande de 1m de largeur est :

dans le sens de la petite portée :

$$M_x = P(M_1 + \nu M_2)$$

dans le sens de la grande portée :

$$M_y = P(M_2 + \nu M_1)$$

$P = q \cdot l_x \cdot l_y$: c'est la charge totale appliquée sur la dalle.

M_1 et M_2 : moments unitaires pour une charge uniformément répartie $P=1$. Ils sont donnés par l'abaque de FIGEAUD en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et $1/\rho$ respectivement.

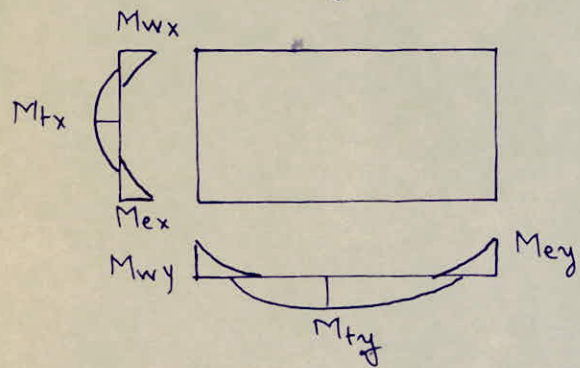
$\nu = 0,15$: coeff. de poisson pour le béton.

Les Moments ainsi déterminés sont valables pour une dalle simplement appuyée sur son pourtour. Les Moments réels sont des fractions de ces moments.

On prendra forfaitairement :

- sur appuis : $M_{ax} = 0,50 M_x$ $M_{ay} = 0,50 M_y$
- en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$ $M_{ty} = 0,85 M_y$

de façon à respecter l'inégalité : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o$



Remarque :

si $\rho < 0,4$, la dalle se calcule comme une poutre par bande de 1m dans le sens de la petite portée.
 $M_x = q \frac{l_x^2}{8} \rightarrow M_{ax} = M_{ay} = M_o = 0,50 M_o$.

- exemple de calcul :

- Panneaux 1-6-11-21.

$l_x = 2,86 \text{ m} ; l_y = 2,98 ; \rho = 0,96 ; \frac{1}{\rho} = 1,04$

$\rho = 0,96 \rightarrow M_1 = 0,037$ $\frac{1}{\rho} = 1,04 \rightarrow M_2 = 0,034$

$P = q l_x l_y = 20,50 \times 2,86 \times 2,98 = 174,71 \text{ t}$

$M_x = (M_1 + \nu M_2) P = (0,037 + 0,15 \cdot 0,034) \cdot 174,71 = 7,35 \text{ t.m}$

$M_{tx} = 0,85 \cdot 7,35 = 6,24 \text{ t.m}$

$M_y = (M_2 + \nu M_1) P = (0,034 + 0,15 \cdot 0,037) \cdot 174,71 = 6,91 \text{ t.m}$

$M_{ty} = 0,85 \cdot 6,91 = 5,87 \text{ t.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = M_o = 0,50 M_x = 3,67 \text{ t.m}$

ferrailage :

- en travée :

• sous l_x : $A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_a \cdot z} = \frac{6,24 \cdot 10^5}{4200 \times 0,875 \times 45} = 3,77 \text{ cm}^2$

on prend 5T10 (ml) ($A = 3,92 \text{ cm}^2$) $t = 20 \text{ cm}$

• sens l_y

$$A_{ty} = \frac{5,87 \cdot 10^5}{4200 \times 0,875 \times 45} = 3,55 \text{ cm}^2$$

on prend 8T8/ml ($A = 4,01 \text{ cm}^2$) $t = 19 \text{ cm}$

- sur appui :

• sens l_x :

$$A_{ax} = A_a = \frac{3,67 \cdot 10^5}{4200 \times 0,875 \times 45} = 2,22 \text{ cm}^2$$

on prend 8T6/ml ($A = 2,26 \text{ cm}^2$)
 $t = 12 \text{ cm}$.

• sens l_y :

ferrailage identique que sens l_x . (8T6/ml).

- Espacements Maximaux :

- Sens l_x : $t = \min(3h_t, 33 \text{ cm}) = \min(150; 33) = 33 \text{ cm}$.

- Sens l_y : $t = \min(4h_t; 45 \text{ cm}) = \min(200; 45) = 45 \text{ cm}$.

- Longueurs d'Ancrage :

$$l_a = \begin{cases} 40\phi & \text{barres droites} \\ 17\phi & \text{crochet à } 45^\circ \text{ (barres à H.A.)} \end{cases}$$

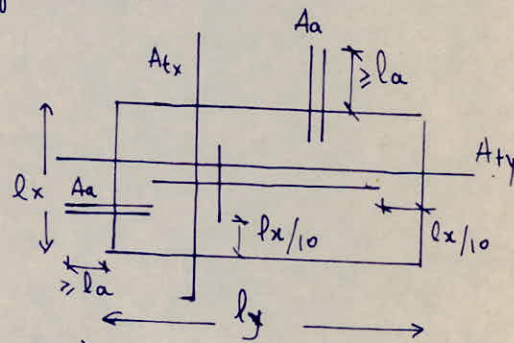
- Disposition Constructives :

chaque barre qui traverse le contour est totalement ancrée au delà de celui-ci à la longueur l_a .

- Armatures supérieures :

• quadrillage uniforme sur toute la surface.

• une barre sur deux est arrêtée à $\frac{l_x}{10}$ avant le nu d'appui.



- Armatures inférieures (chapeaux).

leur longueur à partir du nud de l'appui est égale à

$$\max\left(l_d; \frac{l_x}{5}\right)$$

on prendra cette longueur égale à $\frac{l_x}{4}$ ou $\frac{l_y}{4}$ suivant le sens

DIMENSIONS DES PANNEAUX DU RADIER

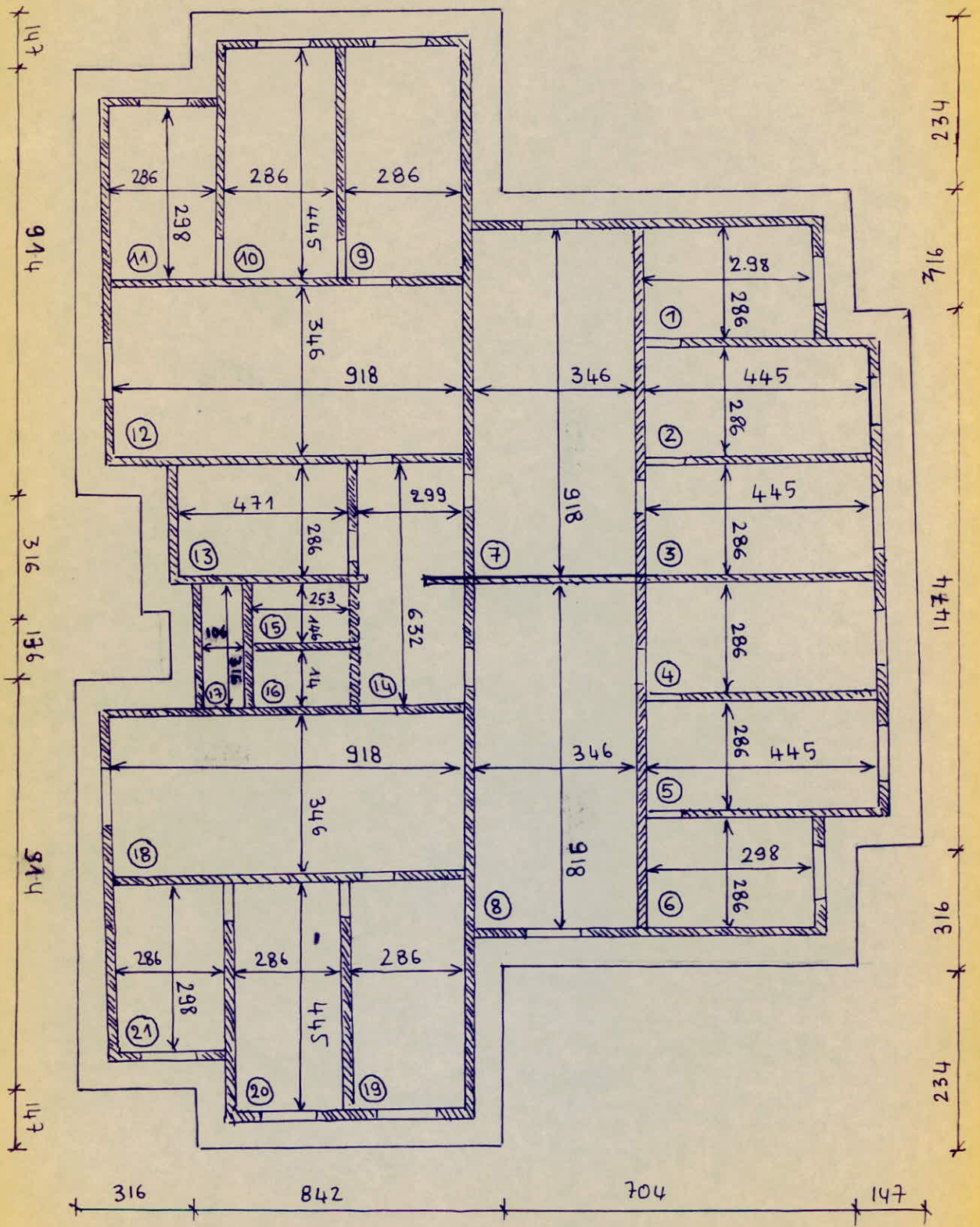


TABLEAU DES MOMENTS

| Panneaux | l_x (m) | l_y (m) | $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ | $\frac{1}{\beta}$ | M_1 (t.m) | M_2 (t.m) | $P = \frac{q l_x l_y}{4}$ (t) | M_x (t.m) | M_y (t.m) | M_a (t.m) | M_{tx} (t.m) | M_{ty} (t.m) |
|-----------------------|--------------|--------------|---------------------------|-------------------|----------------|----------------|----------------------------------|----------------|----------------|----------------|-------------------|-------------------|
| 1-6-11-21 | 2,86 | 2,98 | 0,96 | 1,04 | 0,037 | 0,034 | 174,71 | 7,35 | 6,91 | 3,67 | 6,24 | 5,87 |
| 2-3-4-5 9-10-19-20 | 2,86 | 4,45 | 0,64 | 1,55 | 0,048 | 0,017 | 260,90 | 13,19 | 6,31 | 6,59 | 9,90 | 5,36 |
| 7-8-12-18 | 3,46 | 9,18 | 0,37 | - | - | - | - | 30,67 | - | 15,33 | 26,07 | 6,51 |
| 13 | 2,86 | 4,71 | 0,60 | 1,64 | 0,048 | 0,015 | 276,14 | 13,87 | 6,13 | 6,95 | 10,4 | 5,21 |
| 14 | 2,99 | 6,32 | 0,47 | 2,11 | 0,046 | 0,008 | 387,38 | 18,28 | 5,77 | 9,14 | 13,71 | 4,32 |
| 15 | 1,46 | 2,53 | 0,57 | 1,73 | 0,048 | 0,014 | 75,72 | 3,79 | 1,60 | 1,90 | 2,84 | 1,36 |
| 17 | 1,06 | 3,16 | 0,33 | 2,98 | 0,038 | 0,003 | 68,66 | 2,64 | 0,59 | 1,32 | 2,24 | 0,44 |

TABLEAU DU FERRAILLAGE

| Panneaux | TRAVEE sens l_x | | | TRAVEE sens l_y | | | APPUIS | | |
|-----------------------|-----------------------------|--------------|-------------|-----------------------------|--------------|-------------|-----------------------------|--------------|-------------|
| | A_x (cm ²) | A_{adopte} | t (cm) | A_y (cm ²) | A_{adopte} | t (cm) | A_a (cm ²) | A_{adopte} | t (cm) |
| 1-6-11-21 | 3,77 | 5T10 | 20 | 3,55 | 8T8 | 19 | 2,22 | 8T6 | 12 |
| 2-3-4-5 9-10-19-20 | 5,98 | 12T8 | 8 | 3,24 | 7T8 | 15 | 3,98 | 8T8 | 12 |
| 7-8-12-18 | 15,76 | 8T16 | 12 | 3,93 | 5T10 | 20 | 9,27 | 9T12 | 11 |
| 13 | 6,29 | 8T10 | 12 | 3,15 | 4T10 | 32 | 4,20 | 9T8 | 11 |
| 14 | 8,29 | 11T10 | 9 | 2,61 | 10T6 | 10 | 5,52 | 7T10 | 14 |
| 15 | 1,71 | 6T6 | 16 | 0,82 | 4T6 | 32 | 1,14 | 4T6 | 32 |
| 17 | 1,35 | 5T6 | 20 | 0,26 | 4T6 | 32 | 0,8 | 4T6 | 32 |

Portance de sol et tassements

- Portance

La portance se détermine par les formules déjà mentionnées de CASSAN

- exemple:

couche d'argile:

point N^o 1 du pénétromètre statique : $q_{ad} = \frac{q_c - p_0}{12 \bar{a} 15}$

$$p_0 = \sum \gamma D = \gamma \cdot \frac{h}{2} = 0,2 \cdot \frac{1,9}{2} = 0,19 \text{ bars}$$

$$q_{ad} = \frac{27 - 0,19}{12 \bar{a} 15} = 2,78 \div 2,23 \text{ bars.}$$

Le calcul pour les autres de la même façon pour les autres point d'essai.

- tassement:

Les seules couches d'argile et de sable argileux ont été prise en considération afin d'estimer les tassements de long terme.

Sachant qu'il existe une couche sous-jacente (sable saturé) qui repose quasi-horizontalement; nous avons effectué nos calculs admettant que:

- la portance du sable est élevée par rapport à celle de l'argile
- la compressibilité du sable est négligeable par rapport à celle de l'argile.

- point N^o 1.

$$W_i = \frac{h_i \Delta p_i}{\alpha_i q_{ci}} \quad \text{vu que la largeur du radier est importante devant la profondeur considérées, on admettra que la surcharge apportée par la fondation est constante sur toute la profondeur.}$$

$$h_1 = 1,9 - 1,5 = 0,4 \text{ (m) (argile)}$$

$$h_2 = 1,4 \text{ m.}$$

$$\text{charge de la terre enlevée (fosse)} \quad \sigma = 0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \Delta p_1 = \Delta p_2 = 2,05 - 0,3 = 1,75 \text{ bars.}$$

$$W_t = \frac{40 \times 1,75}{4 \times 27} + \frac{140 \times 1,75}{4 \times 49} = 1,25 \text{ cm.}$$

Le tassement pour les autres points se calculera de la même façon.

| N° de penché- mètre statique | portance q_c (bars) | | tassement w (cm) |
|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------|
| | Couche d'argile | Couche de sable argileux | |
| 1 | 1,78 - 2,23 | 1,76 - 2,20 | 1,25 |
| 2 | 3 - 3,81 | — | 2,24 |
| 3 | 1,38 - 1,73 | 2,02 - 2,52 | 4,83 |
| 4 | 1,05 - 1,32 | 2,16 - 2,70 | 3,60 |
| 5 | 1,25 - 1,56 | — | 3,30 |
| 6 | 1,10 - 1,38 | 1,00 - 1,26 | 8,65 |
| 7 | 0,85 - 1,06 | — | 2,70 |
| 8 | 1,44 - 1,80 | — | 4,80 |

La formule de Terzaghi a donné un taux de travail du sol plus optimiste variant de 1,5 - 2,8 bars. pour l'argile

$$\gamma = 0 \Rightarrow q_{ad} = \gamma D + \frac{5,14 C}{3}$$

$$D = 1,50 \text{ m}$$

$$\gamma = 0,2 \text{ bars}$$

On peut dire que la contrainte admissible mise pour le sol ($\sigma = 1,4$ bars) est bonne.

BIBLIOGRAPHIE

- Cours de Beton III. (BELAZOUGHI)
- Regles N.V. 65
- Regles technique C.C.B.A. 68
- Reglement Parasismique Algerien 83 (R.P.A)
- Aide memoire en B.A.
- Aide memoire RDM.
- Calcul des tours en B.A. "MARIUS DIVER"
- Le calcul et la verification des ouvrages en B.A.
(P. CHARON)
- tables pour le calcul des dalles et des Parois
"R. BARÉS"
- Calcul pratique des Ossatures de batiment en B.A.
(Fuentés)
- Calcul dynamique des Ossatures en zone sismique.

