

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

THEME

**Batiment à Usage
d'Habitation**

Proposé par :

SETAM

Etudié par :

**BENMOUSSA Abdelhafid
BENTAHAR Ammar**

Dirigé par :

Melle BENAMEUR

Promotion : Juin 85

مدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique
BIBLIOTHEQUE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

»O«

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

THEME

**Batiment à Usage
d'Habitation**

Proposé par :

SETAM

Etudié par :

**BENMOUSSA Abdelhafid
BENTAHAR Ammar**

Dirigé par :

Melle BENAMEUR

Promotion : Juin 85

SOMMAIRE

- Présentation de l'ouvrage.	01
- Caractéristique mécaniques des matériaux.	03
- charges et surcharges.	05
- Prédimensionnement	07
- Acrotère	08
- Escaliers	10
- poutrelles	15
- Etude au vent	19
- Etude au séisme	24
- Calcul des forces sismiques	25
- Vérification au renversement	27
- Calcul des inerties équivalents	28
- Calcul des centres de masse et de torsion.	30
- charges verticales dans les voiles.	32
- répartition des forces sismiques.	34
- charges horizontales dans les voiles	41
- Superposition des sollicitations.	44
- Déformation	48
- Ferrailage des voiles.	50
- Ferrailage des linteaux	57
- Etude des portiques	60
- Ferrailage des poutres transversales	65
- Efforts dans les poteaux	68
- Ferrailage des poteaux	69
- Poutres de chaînage et Ferrailage.	71
- Fondations	76
- Voile périphérique et longrine	83

Présentation de l'ouvrage

Généralités

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment RDC + 4 étages à usage d'habitation implantée dans une zone de moyenne sismicité classée en zone II.
La hauteur de notre bâtiment est (acrotère comprise) de 16 m
sa largeur est de 13,70 m
sa longueur total est de 21,20 m. La hauteur d'étage est de 3,1 m.

Ossature

Le contreventement est assuré par des voiles transversaux et longitudinaux. Le remplissage sera fait par de la maçonnerie.

Planchers

Les planchers seront à corps creux hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
Ces planchers auront une épaisseur de (16+4) cm pour la terrasse et étage courant et (20+4) pour le plancher R.D.C.

Escaliers

Les escaliers seront construits en béton armé et la réalisation s'effectuera par étage afin de limiter l'emploi des échelles. Les marches seront revêtues de carrelage.

Maçonnerie

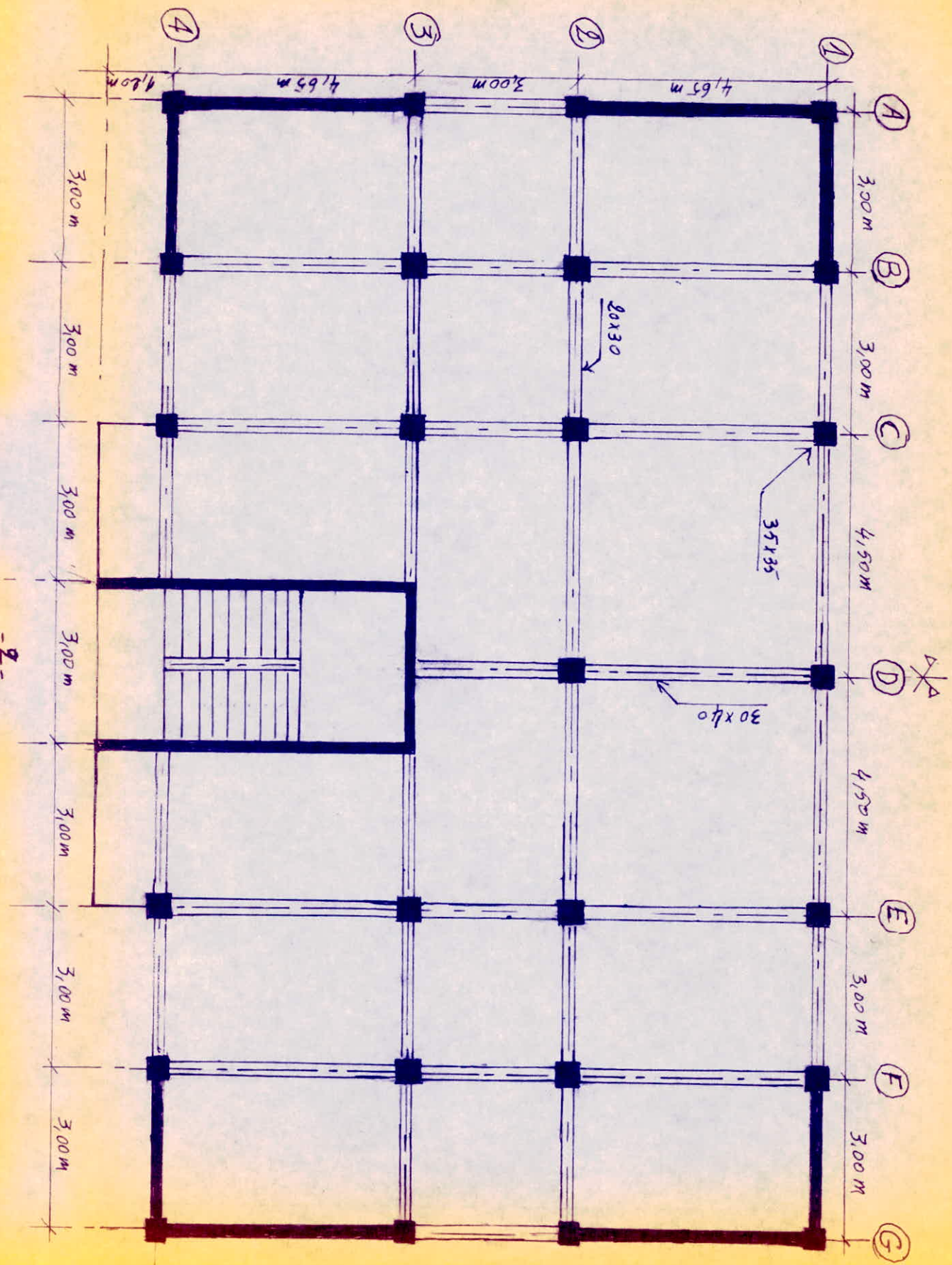
Toute la maçonnerie sera constituée par des briques creuses. Les murs extérieurs seront constitués de 2 cloisons séparés par un vide d'air de 5 cm; les murs intérieurs seront des cloisons de séparation.

Revetement

Plâtre pour les murs et les plafonds
Carrelage pour les planchers et les paliers.

Béton armé

Le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en (B.A) C.C.B.A 68 ainsi qu'à tous les règles en vigueur applicable en Algérie.
Pour les aciers nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (Fe E40) et de l'acier doux (Fe E24) l'acier doit être préparé et débarrassé de toute rouille.



9

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Béton

dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 avec un Contrôle atténué.

- Résistance nominale de Compression à 28 jours : $\bar{\sigma}_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$
- Résistance nominale de traction à 28 jours : $\bar{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$
- Dosage d'un m^3 de béton.

800 l gravillon $C_g \leq 25 \text{ mm}$.

400 l sable ($D_s \leq 5 \text{ mm}$)

350 l ciment CPA 325

175 l d'eau.

- Contrainte de Compression admissible (CCBA 68 Art 9.4)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \bar{\sigma}_{28}$$

$\alpha = 1$ CPA 325

$\beta = 5/6$ Contrôle atténué.

$\gamma = 1$ (élément ayant une épaisseur $\geq 4 C_g$)

$\delta = 0,3$ Compression Simple.

$\delta = 0,6$ flexion Simple

Flexion Composée.

$\delta = 0,60$ si N est une traction.

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases} \quad \left(\begin{array}{l} \text{si N est une} \\ \text{Compression.} \end{array} \right)$$

avec :

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au c.d.g du béton seule.

e_1 : distance de la limite du noyau central au c.d.g de béton.

N.B : Pour les sollicitations du 2^{ème} genre les valeurs de δ sont multipliées par 1,5.

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{Compression Simple ou flexion Simple avec Sect. rect.} \\ 0 < \varepsilon < 1 & \text{autres Cas} \end{cases}$$

Application

- En Compression Simple

Sous SP1 : $\bar{\sigma}_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

Sous SP2 : $\bar{\sigma}_{b_0}' = 1,5 \cdot 68,5 = 102,8 \text{ kg/cm}^2$.

- En Flexion Simple ; ou en flexion Composée avec Sect. rectangulaire.

Sous SP1 : $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$.

SP2 : $\bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2$.

- Contrainte de traction de référence du béton.

$$\bar{\sigma}_b = \rho \bar{\sigma}_{28} \quad \text{avec } \rho = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta ; \quad \theta = 0,018 \frac{21}{\bar{\sigma}_{28}}$$
$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

ACIERS

- Ad γ Fe E24 $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Sous SP1 : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

SP2 : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

• aciers à haute adhérence. H.A

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \quad \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1)} \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous SP2)} \end{array} \right.$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \quad \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous SP1)} \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous SP2)} \end{array} \right.$$

• treillis soudé.

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 6 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 6 \text{ mm.}$$

• Contrainte admissible de non fissuration (C.C.B.A 68 Art 49)

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

$$\text{avec: } \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} \text{ et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

σ_1 : Contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : Contrainte de fissuration accidentelle due aux efforts de retrait et de variation de température.

k : Coefficient dépendant des conséquences de fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

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

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{ADX} \\ 1,5 & \rightarrow \text{H.A} \end{cases}$$

ϕ : Diamètre (en mm) de la plus grosse barre.

ω_f : pourcentage de fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f}$$

avec A : section d'acier tendue
 B_f : section du béton enrobant les barres.

CHARGES et SURCHARGES

2°) Plancher terrasse

- charges permanentes

1 - gravillon (4cm)	72 kg/m ²
2 - Paxalumin	5 kg/m ²
3 - étanchéité multicouche	10 kg/m ²
4 - isolation thermique (liège)	20 kg/m ²
5 - écran par vapeur	5 kg/m ²
6 - forme de pente	110 kg/m ²
7 - Dalle de Compression + hourdis	265 kg/m ²
8 - Enduit plâtre	28 kg/m ²
	<hr/>
	G = 515 kg/m ²

- Surcharges d'exploitation

terrasse inaccessible	P = 100 kg/m ²
Combinaison sous SP ₁	G + 1,2 P = 635 kg/m ²
charge soumise à l'action sismique	G + $\frac{1}{5}$ P = 535 kg/m ²

2°) Plancher courant

- charges permanentes

1 - Carrelage (2cm)	0,02 · 2200 = 44 kg/m ²
2 - mortier de pose (1,5cm)	0,015 · 2000 = 30 kg/m ²
3 - Sable (2cm)	36 kg/m ²
4 - enduit de plâtre (1cm)	28 kg/m ²
5 - hourdis + table de Comp (16+4)	265 kg/m ²
6 - cloisons	75 kg/m ²
	<hr/>
	G = 478 kg/m ²

- Surcharges

surcharges d'exploitation	P = 175 kg/m ²
Combinaison sous SP ₁	G + 1,2 P = 685 kg/m ²
charges soumise à l'action sismique	G + P/5 = 513 kg/m ²

3°) Plancher rez de chaussée

- charges permanentes

1 - Carrelage	44 kg/m ²
2 - mortier de pose	30 kg/m ²
3 - Sable	36 kg/m ²
4 - hourdis + table de Comp (16+6)	325 kg/m ²
5 - cloisons	75 kg/m ²
	<hr/>
	G = 510 kg/m ²

- surcharges

	P = 175 kg/m ²
combinaison sous SP ₁	G + 1,2 P = 720 kg/m ²
charge sous seisme	G + P/5 = 545 kg/m ²

Loggias.

- charges permanentes

1. carrelage, mortier, sable	110 kg/m ²
2. hourdis + table de Comp.	265 kg/m ²
3. Enduit en plâtre	28 kg/m ²
	<u>G = 403 kg/m²</u>

- surcharge d'exploitation

forte concentration de surcharge	P = 350 kg/m ²
Combinaison sous SP1	G + 1,2 P = 823 kg/m ²
charges soumises au seisme	G + P/5 = 478 kg/m ²

Balcons

- charges permanentes

1. Carrelages, mortier, sable	110 kg/m ²
2. dalle pleine en B.A (12cm)	300 kg/m ²
3. Enduit-plâtre	28 kg/m ²

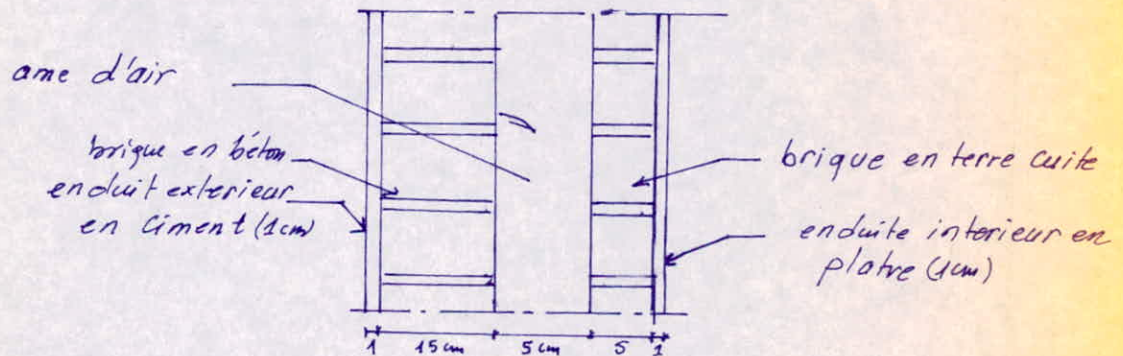
- surcharges

surcharge d'exploitation P = 350 kg/m²

$$G = 438 \text{ kg/m}^2$$

Remplissage

le mur extérieur est formé d'une double cloison l'une de 15cm l'autre de 5cm et d'un vide d'air entre elle de 5cm.



- brique creuse (15cm)	157 kg/m ²
- brique creuse (5cm)	68 kg/m ²
- enduit en ciment	18 kg/m ²
- enduit en plâtre	10 kg/m ²
	<u>Σ 253 kg/m²</u>

PREDIMENSIONNEMENT

Poutres : selon les prescriptions du R.P.A 81

$$\left| \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} < 3 \end{array} \right. \quad \text{Zone II}$$

On prend pour les poutres porteuses $b \cdot h_t = 30 \times 40 \text{ cm}^2$
pour les poutres non porteuses $b \cdot h_t = 20 \times 30 \text{ cm}^2$.

Poteaux : selon l'article 4.2.1.1 du RPA 81 ; les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions :

- $\min(b, h) \geq 25$ en zone II
- $\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3$
- $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $A = b \cdot h \geq \frac{20 k N'}{628}$ avec $k = 4$ zone II

Les dimensions des poteaux ont été choisies en fonction de la charge qu'ils supportent, pour des raisons simplifiées on s'intéresse au poteau le plus chargé ; soit le poteau central (D2).

Calcul de N'

Surface revenant au poteau $S = 17,21 \text{ m}^2$

on prend la charge et la surcharge les plus défavorables de tous les niveaux.

$$N' \text{ (pour 1 étage)} = 12,48 \text{ t.}$$

$$N' \text{ (pour tous les niveaux)} = 74,88 \text{ t.}$$

$$\text{d'où } A = b \cdot h \geq \frac{k N'}{628} = 1089 \text{ cm}^2$$

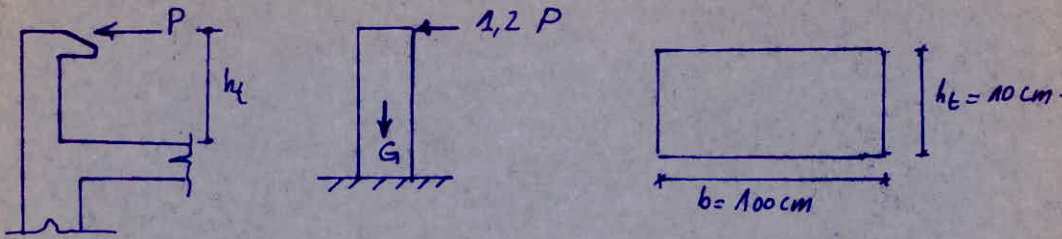
Conclusion : On choisit une section carrée afin que les poteaux présentent la même inertie dans les 2 sens.

$$b = h \geq \sqrt{1089} = 33$$

$$\text{soit : } b \cdot h = (35 \cdot 35) \text{ cm}^2.$$

ACROTÈRE

L'acrotère est un système extérieurement isostatique assimilable à une console encastrée dans le plancher terrasse. Elle est sollicitée par son poids propre G et la surcharge due à la main courante.



$$N = G = 0,5 \times 0,1 \times 2500 = 125 \text{ kg/m}^2$$

$$M = 1,2 P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,5 = 60 \text{ kg/m}^2$$

Centre de pression.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{N h_t}{G} = 1,66 \text{ m} \quad e_0 > e_1 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

Moment par rapport aux aciers tendus $y = e_0 + (\frac{h_t}{2} - d)$

$$y = 0,48 + (\frac{0,1}{2} - 0,02) = 0,51 \text{ m}$$

$$M_a = N \cdot y = 125 \cdot 0,51 = 63,75 \text{ kg/m}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot y \left(h - \frac{y}{3} \right) = 1593,52 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$M_{rb} > M_a \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

Armatures tendues.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 60 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 64} = 0,005$$

$$\Rightarrow \epsilon = 0,9677 ; k = 140 ; \alpha = 0,0968$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{60 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9677 \cdot 8} = 0,276 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{125}{2800} = 0,044 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 0,232 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T6 ($A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Condition de non fragilité (art. C.CBA 68 52)

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,775 \text{ cm}^2$$

On prévoit également des armatures perpendiculaires aux principales armatures pour des raisons constructives.

Condition de non fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{2 \cdot 2400} = 2,325 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k_1 \bar{\omega}_f}{\bar{\sigma}} (1 + 10 \bar{\omega}_f) = 1098,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_1 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}}} = 3686,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ (vérifié)}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M_a/z = 1,2 \cdot 100 - \frac{63,75 \cdot 10^2}{7,8 \cdot 8} = 1030,71$$

Verification au Seisme

on doit verifien que l'acrotère est capable de resister aux sollicitations horizontales agissant seules.

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$$

avec $Z = \frac{\text{Valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage du bati}}{\text{Valeur de coefficient "A" pour le groupe en zone III}}$

$$Z = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

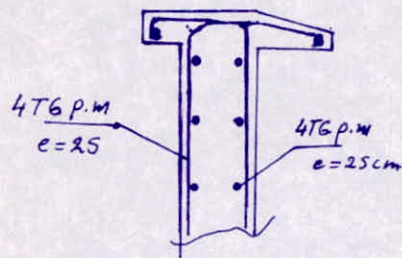
$I = \frac{\text{Valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage du batiment}}{\text{Valeur de coefficient "A" pour le groupe d'usage 2}}$

$$I = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$C_p = 0,8$ pour les elements en consoles.

W_p : poids propre de l'acrotère.

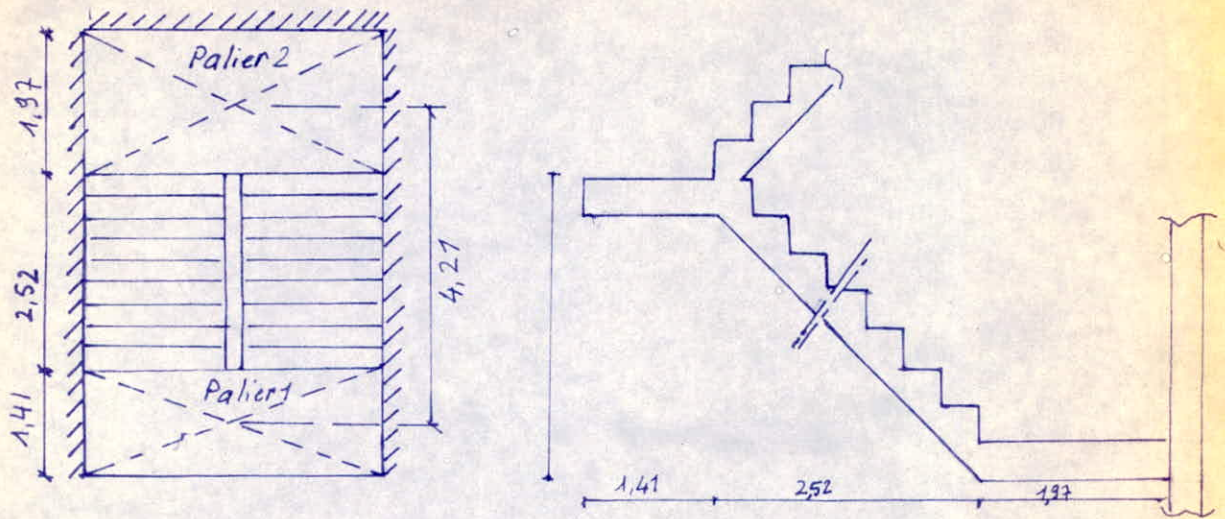
$$\text{d'ou } F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1,25 = 60 \text{ kg/ml} < 1,2P \\ = 120 \text{ kg/ml}$$



CALCUL DES ESCALIERS

Présentation

Notre escalier est constitué de deux paliers encastrés dans les refends, et une volée s'appuie sur les 2 paliers.



la pailleuse courante d'un angle α par rapport à l'horizontale

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17,2}{28} = 0,614 \Rightarrow \alpha = 31,56$$

$$\cos \alpha = 0,852$$

Verification de la Condition de Blondel.

la hauteur de la marche $h = 17 \text{ cm}$ à l'exception de la 1^{ère} et la dernière qui fait $h = 18 \text{ cm}$.

la largeur d'une marche $g = 28 \text{ cm}$.

la condition. $60 < (2h + g) < 64$

$$60 < g + 2h = 28 + 2 \cdot 17 = 62 < 64$$

Prédimensionnement

on prend pour le palier et la pailleuse la même épaisseur

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad ; \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,52}{0,852} = 2,96 \text{ m.}$$

soit $e = 15 \text{ cm}$.

calcul de la pailleuse

la pailleuse sera calculée comme une poutre de portée $L = 2,52 \text{ m}$ partiellement encastrée sur la ligne moyenne médianes des paliers qui sont en même temps encastrés dans les refends.

Évaluation des charges

* Palier

pois propre $0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$.

revêtement 74 kg/m^2 .

charge permanente -- $G = 449 \text{ kg/m}^2$.

surchage $P = 250 \text{ kg/m}^2$.

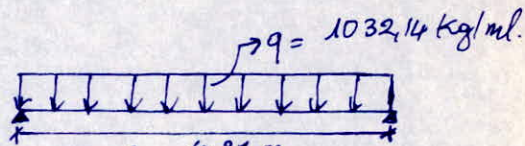
Paillasse :

- poids propre	$\dots \dots \dots \frac{0,15 \times 2500}{0,852} = 440,14 \text{ kg/m}^2$
- poids des marches	$\dots \dots \dots 2200 \cdot \frac{h}{2} = 198 \text{ kg}$
- revêtement	$\dots \dots \dots 74 \text{ kg/m}^2$
- Garde Corps	$\dots \dots \dots 20 \text{ kg/m}^2$
	<hr/>
	$G = 732,14 \text{ kg/m}^2$
- surcharge	$\dots \dots \dots P = 250 \text{ kg/m}^2$

Pour une bande de 1m de large $q_1 = G + 1,2P = 1032,14 \text{ kg/ml}$.

Détermination des efforts

- Paillasse.



$$M_{t_{iso}}^{max} = \frac{q l^2}{8} = 2286,72 \text{ kg.m}^2$$

d'où en tenant compte des encastrement partielle

$$M_t^{max} = 0,8 M_{t_{iso}}^{max} = 1829,38 \text{ kg.m}$$

$$M_a = -0,4 M_{t_{iso}}^{max} = -914,69 \text{ kg.m}$$

Ferraillage

la section de la paillasse sera calculée en flexion simple étant donné que l'effort normal dans celle-ci est faible en effet la paillasse est considérée comme simplement appuyée sur les poteaux avec un faible pourcentage d'encastrement.

diamètre des armatures $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$.

soit $\phi \leq 15 \text{ mm}$.

calcul des armatures

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 2 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,05799 \rightarrow \epsilon = 0,9000$$

$$K = 35,0$$

$$\bar{\sigma}_b' = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h} = 5,58 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 6T12 \quad (A = 6,78 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 6,78}{100 \cdot 15} = 0,452 \rightarrow \epsilon = 0,8915$$

$$d'où \quad \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon h} = \frac{1829,38 \cdot 10}{6,78 \cdot 0,8915 \cdot 15} = 2328,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2328,15}{31,1} = 74,86 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifications

conditions de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{bc}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

donc $A = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2$ (Vérifié)

- Vérification de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,72}{100 \cdot 4} = 0,01695$$



$$\sigma_1 = k \eta / \phi \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{13} \cdot \frac{0,01695}{1 + 10 \cdot 0,01695} = 2675,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \eta / \phi \cdot \bar{\sigma}_0} = 2607,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2/3 \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2675,7 \text{ kg/cm}^2$$

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

- Vérification à la flèche.

il suffit de vérifier: $A \leq b \cdot h \frac{43}{4200}$

$$A = 6,78 < 100 \cdot 13 \cdot \frac{43}{4200} = 13,31 \text{ cm}^2 \left(\begin{array}{l} \bar{\sigma}_{en} \\ > A = 6,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right) \text{ (Vérifiée)}$$

- Armatures de répartition.

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,700 \text{ cm}^2$$

Soit 4 T8/ml soit $e = 25 \text{ cm}$.

- Armatures aux appuis

$$M_a = -914,69 \text{ kg.m} \rightarrow A_a = \frac{A_e}{2} = \frac{6,78}{2} = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T10 p.m. } (A = 3,39 \text{ cm}^2)$$

- Conditions aux appuis

$T = 2172,65 \text{ kg}$ on doit vérifier.

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 2172,65 - \frac{914,61}{78 \cdot 13} = -5868,58 < 0 \text{ (Vérifiée)}$$

calcul du palier (palier 2)

le palier se calcule comme une dalle reposant sur 3 cotés

D'après la R.D.M.

- bord libre.

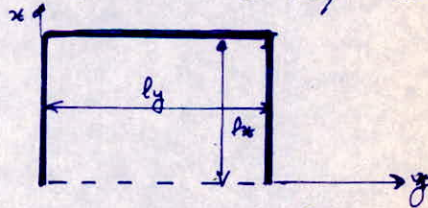
$$M_y = \beta \cdot P \cdot l_y^2$$

- Au centre

$$M_x = \beta_1 \cdot P \cdot l_x^2$$

$$M_y = \beta_2 \cdot P \cdot l_y^2$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{141}{285} = 0,495 \leq 0,5 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,060 \\ \beta_1 = 0,039 \\ \beta_2 = 0,022 \end{cases}$$



calcul de la charge p.

la charge P est égale au poids propre du palier ⊕ la surcharge majorée + le poids de la volée qui revient au palier.

$$G = 0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q_1 = G + 1,2 P = 675 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1032,14 \cdot 2,52}{2} = 1300,49 \text{ kg/ml}$$

$$P = q_1 + q_2 = 675 + 1300,49 = 1975,49 \text{ kg/ml}$$

$$\text{d'où sur le bord libre } M_y = \beta \cdot P \cdot l_y^2 = 962,75 \text{ kg.m}$$

au centre $\begin{cases} M_y = 353,01 \text{ kg.m} \\ M_x = 153,17 \text{ kg.m} \end{cases}$

Ferrailage

- sens l_y

* en travée $M_t = 0,80 \cdot M_y = 0,80 \cdot 353,01 = 282,41 \text{ kg.m}$

* sur appui $M_a = 0,3 M_y = 0,3 \cdot 353,01 = 105,9 \text{ kg.m}$

donc $A_t = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon_h}$; $\mu = 0,089 \rightarrow \epsilon = 0,1576$
 $k = 103$
 $\bar{\omega} = 0,0616$

$A_t = 0,81 \text{ cm}^2$ on prend ST10/ml

$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 13} = 0,301 \rightarrow \epsilon = 0,9138$
 $k = 43$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon_h} = 606,43 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \sigma_a / k = 14,1 \text{ kg/cm}^2$

sur appui $A_a = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon_h}$

$\mu = 0,033 \rightarrow \epsilon = 0,9736$
 $k = 174$

$A_a = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ ST8/ml ($A = 2,51 \text{ cm}^2$)

$\bar{\omega} = 0,193 \rightarrow \epsilon = 0,9291 \rightarrow k = 55,1$

$\sigma_a = 302,74$; $\sigma'_b = 5,45 \text{ kg/cm}^2$

- bord libre $M_y = 962,75 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0305 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9248 \\ k = 51,5 \end{cases}$

$A = 2,86 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit ST10/ml ($A = 3,92 \text{ cm}^2$)

$\bar{\omega} = 0,301 \rightarrow \epsilon = 0,9138 \rightarrow k = 43,0$

$\sigma_a = 2067,44 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_b = 48,1 \text{ kg/cm}^2$

- sens de l_x

* en travée $M_t = 0,85 M_x = 130,20 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0041 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9708 \\ k = 156 \end{cases}$

$A = 0,37 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit ST8/ml ($A = 2,51 \text{ cm}^2$ /ml)

$\bar{\omega} = 0,1931 \rightarrow \epsilon = 0,9291 \rightarrow k = 55,5$

Contrainte $\sigma_a = 429,47 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_b = 774 \text{ kg/cm}^2$

* sur appui $M_a = 0,4 M_x = 61,27 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0019 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9800 \\ k = 235 \end{cases}$

$A = 0,17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit ST8/ml ($A = 1,41 \text{ cm}^2$ /ml)

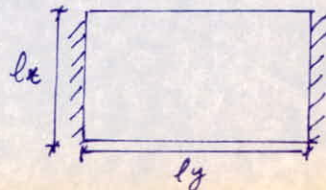
$\sigma_a = 341,1 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_b = 1,45 \text{ kg/cm}^2$

Palier 2

ce palier se calcule comme une dalle appuyée sur 2 cotés.

Pour le ferrailage on prendra une tranche de 1 m en la considérant

comme une poutre semi-encastree à ses extrémités.



Ferraillage.

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} \quad l = 2,85 \text{ m}, \quad q = 1975,49 \text{ kg/ml.}$$

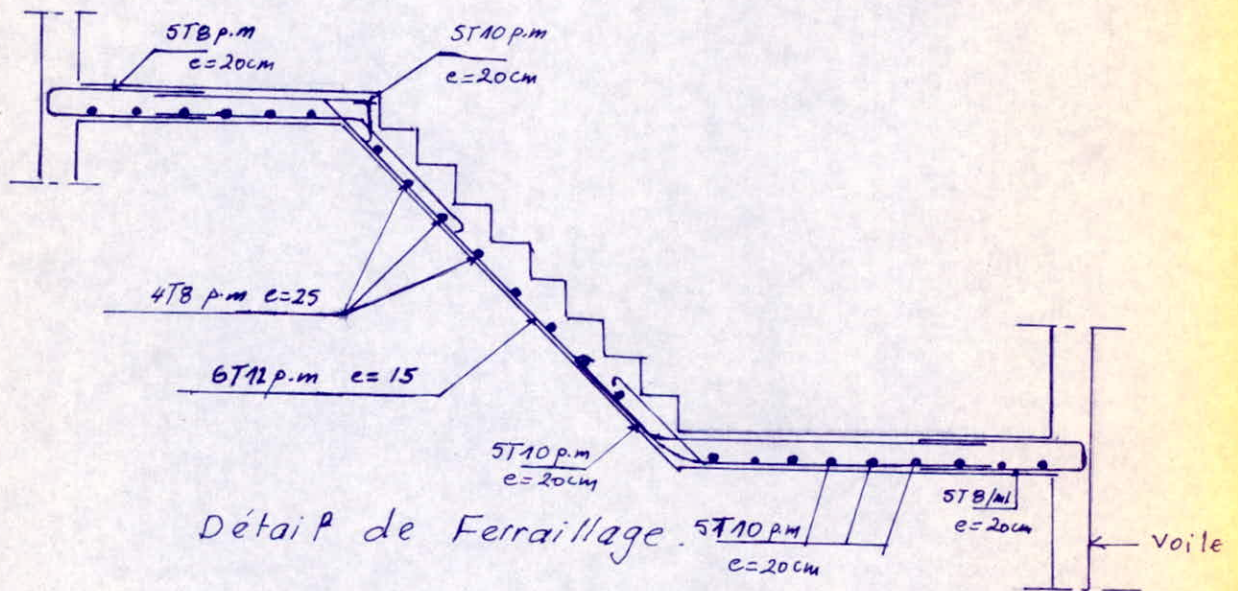
$$M_0 = 2005,73 \text{ kg.m.}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 1704,87 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 601,72 \text{ kg.m.}$$

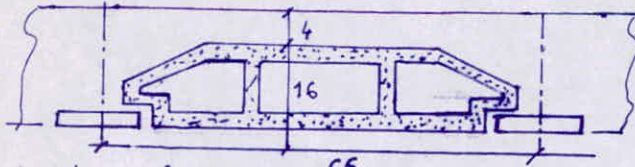
en travée: $\mu = 0,054 \rightarrow \epsilon = 0,9027 \rightarrow k = 36,4$
 $A = 5,18 \rightarrow$ soit 7T10 ($A = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

sur appui: $\mu_0 = 0,0190 \rightarrow \epsilon = 0,9394; k = 67,5$
 $A = 1,76 \text{ cm}^2$ ($A = 5T8/\text{ml}$)



CALCUL DES POUTRELLES

Tous les planchers sont à corps creux constitués par des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux (20+4) et (20+6) pour le R.D.C 4 cm et 6 cm étant les épaisseurs de la table de Compression. Elle seront disposées suivant le sens longitudinal du bâtiment. Les poutrelles sont calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre (G+1,2P)

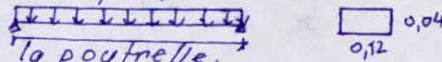


Le calcul se fait en 2 étapes
1^{er} étape

avant le coulage du béton la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supporte son poids propre, l'hourdis, et la surcharge de l'ouvrier qui pose l'hourdis.

schémas statique.

charges supportées par la poutrelle.



- poids propre $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
- Corps creux $0,65 \cdot 110 = 71,5 \text{ kg/ml}$
- surcharge pondérée $1,2 \cdot 0,65 \cdot 175 = 136,5 \text{ kg/ml}$

$$q = G + 1,2 P = 220 \text{ kg/ml}$$

moment en travée : $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{220 \cdot 4,5^2}{8} = 556,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$

effort tranchant max : $T_{\text{max}} = \frac{q l}{2} = \frac{220 \cdot 4,5}{2} = 495 \text{ kg}$

Calcul des armatures (P. choronz).

$$\mu = \frac{15 M_0}{\sigma_a \cdot b h^2} = 6,27 \Rightarrow k = 0,8 ; \bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{0,8} = 3500 > \bar{\sigma}_b'$$

donc les armatures comprimées sont nécessaires. Vu les dimensions de la section du béton ceci est impossible. on doit prévoir des échafaudages pour aider les poutrelles à supporter les charges et les surcharges avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape

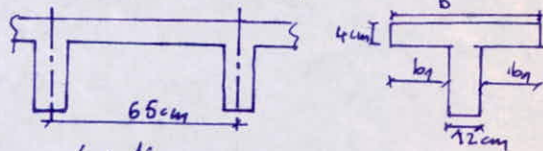
Les poutrelles reposent sur plusieurs appuis et travaillent comme poutre continue. Elle sera calculée comme une section en T en travée et comme une section rectangulaire sur appui.

Détermination de la largeur de la table de compression (C.CBA 68 art 233)

$$b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{5,3}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{4} = \frac{4,50}{4} = 1,125 \text{ m} = 112,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 10(6 \div 8) h_0 = (6 \div 8) 4 = (24 \div 32) \text{ cm}$$



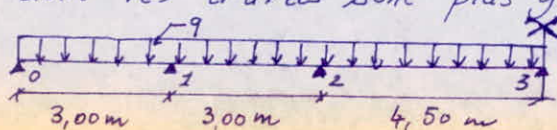
la 1^{ère} condition est la plus restrictive

donc $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

d'où $b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$

Détermination des efforts agissant sur les poutrelles

on a deux types de poutrelles ; on fera l'étude d'un seul genre dont les travées sont plus grandes.



Les conditions de la méthode forfaitaire sont remplies à l'exception à celle relative au rapport des portées.

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad \frac{3,00}{4,50} = 0,67 < 0,8$$

donc En appliquant la méthode des 3 moments.

L'équation des 3 moments est donnée par:

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_{i+1} + l_i) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left[\frac{\Omega_i a_i}{l_i} + \frac{\Omega_i b_i}{l_{i+1}} \right]$$

• charges et sur charges.

- poids propre du plancher : $G = 0,478 \text{ t/m}^2$

- surcharge du plancher : $P = 0,175 \text{ t/m}^2$

d'où $q = (G + 1,2P) \cdot 0,65 = 0,447 \text{ t/m}$

• l'équation des 3 moments pour chacun des appuis.

* $0M_0 + 12M_1 + 3M_2 + 0M_3 = -6,0345$

* $0M_0 + 3M_1 + 15M_2 + 4,5M_3 = -13,200$

* $0M_0 + 0M_1 + 9M_2 + 18M_3 = -20,367$

On aura : $M_0 = 0$; $M_1 = -0,366 \text{ t.m}$; $M_2 = -0,549 \text{ t.m}$; $M_3 = 0,857 \text{ t.m}$

Moment en travée

les moments en travée d'une poutre uniformément chargée sont donnés par: $M(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_w - \frac{M_w - M_e}{l} x$.

$M(x)$ est max $\Rightarrow \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow \frac{x}{2} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$

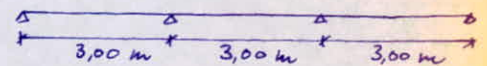
Effort tranchant

L'effort tranchant au droit des appuis d'une travée est donnée par: $T_w = \frac{ql}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}$; $T_e = -\frac{ql}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}$

tableau récapitulatif des résultats.

Effort travée	0-1	1-2	2-3
T_w (t.)	0,558	0,599	0,937
T_e (t.)	-0,782	-0,741	-1,07
M_t (t.m)	0,349	0,666	0,433
M_a (t.m)	$M_0 = 0$	$M_1 = -0,336$	$M_2 = -0,549$; $M_3 = -0,857$

Rq: Pour les poutrelles à 3 travées égales (2^{ème} type) les efforts (M, T) sont moins important que ceux du 1^{er} type.



Ferraillage des poutrelles

le ferraillage sera identique pour toutes les travées et sera calculé pour la travée dont les moments en travée et sur appui sont les plus grands, il s'agit dans notre cas de la travée (1-2) pour les armatures inférieures et de l'appui (3) pour les armatures supérieures.

Calcul des armatures longitudinal

a) armatures inférieure en travée $M_t^{max} = 0,433 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 0,433 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot (18)^2} = 0,0710 \rightarrow k = 91,15 \quad \alpha = 0,1468$$

$$\epsilon = 0,9531$$

alors : $x = \alpha \cdot h = 0,1468 \cdot 18 = 2,64 < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.. donc la section sera calculée comme une section rectangulaire. $b \cdot h = 65 \times 18$.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} = \frac{0,433 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,931 \cdot 18} = 0,90 \text{ cm}^2$$

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

b) Armatures sur appuis : $M_a^{\max} = M_3 = -0,837 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,837}{2800 \cdot 12 \cdot (18)^2} = 0,1180 \rightarrow k = 22,2$$

$$\varepsilon = 0,8656 ; \alpha = 0,4032$$

$$x = \alpha \cdot h = 0,4032 \cdot 18 = 7,26 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{22,2} = 126,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} = \frac{0,875 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8656 \cdot 18} = 1,96 \text{ cm}^2$$

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

Vérification: a) des contraintes

$$M = 0,433 \text{ t.m} \quad A = 1,57 \text{ cm}^2, \quad h = 18 \text{ cm}, \quad b = 65 \text{ cm.}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,1342 \rightarrow \varepsilon = 0,9394 ; k = 67,5$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h} = 1637,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 24,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

* sur appuis : $A = 2,26 \text{ cm}^2 ; M = 0,857 \text{ t.m}, h = 18 \text{ cm}, b = 12 \text{ cm.}$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 1,046 \rightarrow \varepsilon = 0,8584 \rightarrow k = 20,3$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h} = 2454,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 120,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

b) Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \bar{\sigma}'_b / \bar{\sigma}_{en}$$

- en travée :

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 5,9 / 4200 = 1,134 \text{ cm}^2$$

- sur appui

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 5,9 / 4200 = 0,21 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fissuration.

on doit vérifier que $\bar{\sigma}_a < \min \{ \bar{\sigma}_a ; \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \}$

* sur appuis

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b \cdot d} = \frac{2,26}{2 \cdot 12 \cdot 2} = 0,047$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 6394,6 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_a = 2454 \text{ kg} < \bar{\sigma}_a$$

* en travée :

$$\bar{\sigma}_1 = 7673,52 ; \bar{\sigma}_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2253 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

d) Condition de flèche: (d'après CCBA 68 Art 58.4)

la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$k_e / l = \frac{20}{415} = 0,0482 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{433 \cdot 10^2}{15 \cdot 1131,5 \cdot 10} = 0,0255 \text{ vérifié}$$

$$k_e / l = \frac{20}{415} = 0,0482 > \frac{1}{22,5} = 0,0444 \text{ vérifié.}$$

$$A / b h = \frac{1,57}{65 \cdot 18} = 0,0013 < 3 \bar{\sigma}'_b / \bar{\sigma}_{en} = 90086 \text{ vérifié.}$$

Armatures transversales

$$\bar{\sigma}'_b = 120,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) = \left(4,5 - \frac{120,87}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 16,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1070}{12 \cdot 7/8 \cdot 18} = 5,66 \text{ kg/cm}^2 < 16,14 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures transversales droites suffisantes, on choisit des cadres de $\phi 6$ d'où $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ ($2\phi 6$ en A_{dx}).

Contraintes admissibles des armatures.

$\bar{\sigma}_t = \rho \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$ en admettant qu'il y a reprise de bétonnage.

$$\text{écartement admissible } \bar{t} = \begin{cases} 0,2 h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_b}) = 12,82 \text{ cm} \end{cases}$$

l'écartement est donné par: t

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_t}{T} = \frac{0,56 \cdot 18 \cdot 1600}{1070} = 13,19 \text{ cm}$$

on prend $t = 12 \text{ cm}$.

Ferraillage de la table de Compression.

Afin de limiter les risques de fissuration et pour faire respecter les charges, on prévoit un treillis soudé de maille 20×20 . les dimensions des ne doivent pas dépasser

20 cm (5 p.m) pour les armatures \perp aux nervures.

33 cm (3 p.m) pour les armature \parallel aux nervures.

Les section de ces armatures doivent vérifier les conditions suivantes. (C.C.B.A 68 art 58.2)

* Armatures \perp au nervures

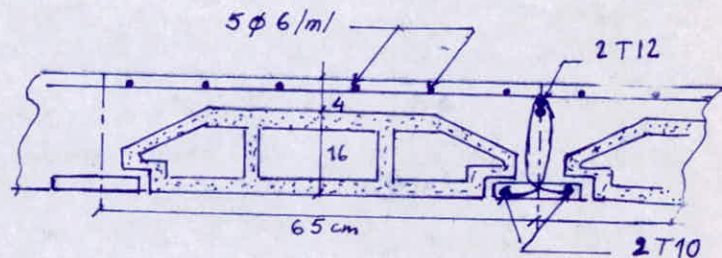
$$A_{\perp N} \geq \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow \text{pour } l_n \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp N} \geq 0,02 \cdot \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}} l_n = 0,529; (A_{\perp N} = 5\phi 6/\text{ml})$$

* Armature \parallel au nervures.

$$A_{\parallel N} \geq A_{\perp N} / 2 = 0,705 \text{ cm}^2 < A_{\parallel N} = 5\phi 6/\text{ml}$$

on adoptera un treillis soudé $\phi 6$ maille 20×20 .



ETUDE AU VENT

Généralités

Les règles NV65 supposent que la direction du vent est horizontale. L'action exercée par le vent sur une surface d'un élément de paroi est considéré comme normale à cet élément, elle est fonction de:

- la vitesse du vent.
- la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble
- d'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent.
- des dimensions de l'élément considéré
- la forme de paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

Pression dynamique

la pression dynamique q en daN/m^2 est donnée en fonction de la vitesse V du vent en (m/s) . $q = \frac{V^2}{16,3}$

on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale et une pression extrême, le rapport de la seconde sur la première est égal à 1,75

Par conséquent on déterminera la pression dynamique normale par la relation empirique suivante.

$$q_n = k_m \cdot k_s \cdot q_H$$

k_s : effet de site $k_s = 1$.

k_m : effet de masque $k_m = 1$.

q_H : pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus

du sol donnée par: $q_H = q_{10} \cdot 2,5 \frac{(H+18)}{(H+60)} = 70 \cdot 2,5 \frac{(16+18)}{16+60} = 78,29 \text{ kg/m}^2$

q_{10} = pression dynamique de base mesurée à 10m du sol.

$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$ région II.

Action du Vent.

les actions du vent sur les différents parois d'une construction admettent une résultante géométrique (R) dont la direction diffère généralement de celle du vent.

cette résultante se décompose en 3 forces.

- la force de traînée (T) suivant la direction du vent dans un plan horizontal.
- la portance (U) suivant une direction ascendante
- la dérivée (L) perpendiculaire à la force de traînée dans le plan horizontal.

Vent transversal : (perpendiculaire à la grande face)

est détermination de la force de traînée (T)

caractéristiques géométriques du bâtiment.

- grand côté $a = 21,20 \text{ m}$
- petit côté $b = 12,5 \text{ m}$

hauteur total offerte au vent $H = 16 \text{ m} < 30 \text{ m}$
au niveau $H = 16 \text{ m}$

$$T = C_T \beta \cdot s \cdot q \cdot d$$

* avec C_T : coefficient de trainée donné par $C_T = 1,3 \cdot \gamma_0$
 γ_0 : donnée par le diagramme RIII 5 (NV 65).
Vent normal à la grande face (a)

$$\left. \begin{aligned} \gamma_a &= \frac{h}{a} = \frac{16}{21,20} = 0,755 \\ \gamma_b &= \frac{b}{a} = \frac{12,50}{21,2} = 0,59 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1 \Rightarrow C_T = 1,3$$

* β : Coefficient de majoration dynamique.

$$\beta = \Theta (1 + \zeta \tau) \geq 1.$$

ζ : coefficient de réponse en fonction de la période.

T : pour un bâtiment contreventé par voiles.

$$T_t = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + L}} = 0,08 \frac{16}{\sqrt{12,5}} \sqrt{\frac{16}{12,5 + 16}} = 0,271 \rightarrow \zeta = 0,20$$

τ : coeff. de pulsation (NV 65 RIII 4)

$$H < 30 \text{ m} \rightarrow \tau = 0,348$$

Θ : coeff. global dépendant du type de fondation

$$H = 16 < 30 \text{ m} \rightarrow \Theta = 0,7$$

$$\text{d'où } \beta = 0,7 (1 + 0,20 \times 0,348) = 0,729 < 1 \Rightarrow \beta = 1.$$

* s : coefficient de dimensions (RIII 2 NV 65)

$$\frac{h}{a} = \frac{16}{21,20} \rightarrow s = 0,78$$

* $q = q_H$ pression dynamique normal déjà calculé $q_H = 78,29$

* d : largeur du maître couple $d = a = 21,2 \text{ m}$.

$$\text{d'où } T_r = C_T \cdot \beta \cdot s \cdot q \cdot d = 1,0 \cdot 1 \cdot 0,78 \cdot 78,29 \cdot 21,2 = 1683,03 \text{ kg/m}$$

dans le sens longitudinal même procédé on trouve

$$T_r = C_T \cdot \beta \cdot s \cdot q \cdot d = 992,35$$

Rq: Pour les autres niveaux les résultants seront présentés sous forme de tableau.

force de trainée extrême $T_r^e = 1,45 T_r$.

Determination de l'effort de dérive (L)

la force de dérive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations perpendiculaire à l'action du vent qui n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles. $V \leq 25 \text{ m/s}$.
La théorie de KARMAN montre que la période des tourbillons est donné par :

$$T_k = \frac{d}{Sv} \quad \text{où } d: \text{ largeur du maître couple}$$

S : nombre de Strouahl variant de 0,25 à 0,30 pour les prismes à base carrée.

v : vitesse du vent

La résonance est obtenue lorsque T_k est égale à la période T de vibration propre de la construction $\Rightarrow v_{cr} = \frac{d}{ST}$

Application:

sens longitudinal.

$$\left. \begin{array}{l} T_e = 0,182 \\ S = 0,25 \\ d = 21,2 \end{array} \right\} v_{cr} = \frac{21,20}{0,25 \cdot 0,182} = 465,93 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.}$$

sens transversal.

$$\left. \begin{array}{l} T_t = 0,277 \\ S = 0,25 \\ d = 12,5 \end{array} \right\} v_{cr} = \frac{b}{ST_t} = 184,50 > 25 \text{ m/s.}$$

donc il est inutile de faire un calcul de résonance et de la derive (U).

Détermination de l'effort de portance " U "

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

* C_u : coeff de portance $C_u = C_i - C_e$.

C_i : " de surpression intérieure sur la terrasse

$$\left. \begin{array}{l} \text{construction fermée} \\ n < 5 \end{array} \right\} C_i = 0,6(1,8 - 1,3\alpha_0) = 0,3$$

C_e : coeff de surpression extérieure

$$(R III 6 NV 65) \text{ donne } \left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \alpha_0 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,5.$$

$$\text{soit } C_u = 0,3 - (-0,5) = 0,8.$$

* S : coeff. de dimension $S = 0,78$ constant pour $H = 16 \text{ m}$.

* q : pression du vent $q_H = 101,78$

* S_u : surface de la toiture (= 265 m^2)

$$\text{donc } U = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u = 0,8 \cdot 0,78 \cdot 101,78 \cdot 265 \approx 21,58 \text{ t.}$$

$$U_e = 1,75 U = 37,76 \text{ t.}$$

notre bâtiment a un poids à vide de l'ordre 1308,3 t donc U_e est inférieur à W , donc les effets de la portance sont négligeables.

Conclusions: les effets de derive et de portance étant négligeables, les actions du vent seront matérialisées par l'effort de traînée.

Effort de trainé pour un Vent agissant transversalement

Niv	C_t	ξ	\bar{z}	θ	β	δ	k_s	q (kg/m ²)	$S \cdot q$	d (m)	Tr^n (kg/m)	Tr^e (kg/m)
16	1,30	0,12	0,348	0,70	1	0,78	1	78,29	68,068	21,20	1683,03	2945,3
15,5	1,30	0,12	0,348	0,70	1	0,78	1	77,646	60,56	21,20	1669,03	2920,8
12,4	1,30	0,12	0,348	0,70	1	0,78	1	73,47	57,31	21,20	1579,46	2764
9,3	1,30	0,12	0,348	0,70	1	0,78	1	68,94	53,77	21,20	1481,9	2593,3
6,2	1,30	0,12	0,348	0,70	1	0,78	1	63,97	49,90	21,20	1375,13	2406,5
3,1	1,30	0,12	0,348	0,70	1	0,78	1	58,51	45,64	21,20	1257,84	2201,3
0	1,30	0,12	0,348	0,70	1	0,78	1	52,5	40,95	21,20	1228,58	1975,0

Effort de trainé pour un Vent agissant longitudinalement

Niv	C_t	ξ	\bar{z}	θ	β	δ	k_s	q	$S \cdot q$	d (m)	Tr^n	Tr^e
16	1,30	0,18	0,348	0,70	1	0,78	1	78,29	68,068	12,50	992,35	1736,6
15,5	1,30	0,18	0,348	0,70	1	0,78	1	77,646	60,56	12,50	984,1	1722,175
12,4	1,30	0,18	0,348	0,70	1	0,78	1	73,47	57,31	12,50	931,28	1629,74
9,3	1,30	0,18	0,348	0,70	1	0,78	1	68,94	53,77	12,5	873,76	1529,07
6,2	1,30	0,18	0,348	0,70	1	0,78	1	63,97	49,90	12,5	810,7	1418,9
3,1	1,30	0,18	0,348	0,70	1	0,78	1	58,51	45,64	12,50	741,65	1297,87
0	1,30	0,18	0,348	0,70	1	0,78	1	52,5	40,95	12,50	665,4	1164,5

Efforts au niveau de chaque étage

Niv	Vent transversal		Vent longitudinal	
	He(t)	Me(t.m)	He(t)	Me(t.m)
16	0	0	0	0
15,5	1,044	2,65	0,71	0,483
12,4	7,88	14,66	4,65	8,64
9,3	15,3	53,58	9,023	31,59
6,2	23,22	120,9	13,69	70,81
3,1	31,57	210,12	18,62	127,86
0	39,17	355,59	23,20	197,87

CALCUL AU SEISME

Généralités

Le séisme par ses secousses engendre dans les constructions des accélérations particulières pouvant atteindre parfois l'ordre de grandeur de la gravité soit $9,81 \text{ m/s}^2$. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Une grande partie de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques.

L'intensité de ses secousses est suffisante pour causer d'importants dégâts aux constructions à moins que celle-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ses efforts.

quelques recommandations de conception générale des bâtiments :

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments, ainsi que le rapport de sa hauteur avec sa largeur.
- Éviter des ensembles mal équilibrés en hauteur et en inertie
- Prévoir si possible un sous sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la construction dans le sol.
- Éviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvements dus au vent.
- Éviter les ouvertures de très grande dimensions.
- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction
- Réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition des armatures.
- Autour des ouvertures ; il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.
- Dans les poteaux ; les recouvrements des barres en attentes devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisés sans crochets.
- Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contre-ventements dans tous les sens

Règlement suivi

Depuis le séisme d'EL ASNAM ; le CTC a ébauché un règlement parasismique Algérien (RPA 87) rendant les conditions de sécurité plus strictes, donc le règlement suivi est : RPA 87

Principe de Calcul.

on va faire un calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques basées sur les coefficients (A, B, D, Q) ces sollicitations sont censées être équivalentes à celles des efforts sismiques.

Ce calcul n'est valable que si les conditions intitulées à (R.P.A 87 art 32.1.1) sont vérifiées.

CALCUL DES FORCES SISMQUES

Pour notre cas toutes les conditions de l'application de la méthode statique sont vérifiées donc on peut faire un calcul statique équivalent.
L'intensité des forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure est donnée par:

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

V: force horizontale totale.

A: Coefficient de l'accélération dans la zone donnée

dans notre cas groupe de zone sismique II $\Rightarrow A = 0,15$

B: facteur de comportement de la structure, notre bâtiment est contreventé par voiles $\Rightarrow B = 1/4$.

D: facteur d'amplification dynamique moyen. il est fonction de la période d'oscillation.

Détermination de la période T

notre bâtiment est contreventé par voiles $\rightarrow T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$

H: hauteur du bâtiment

L: dimensions du bâtiment dans le sens de l'action sismique

H = 16 m L_x = 21,20 m ; L_y = 13,7 m

T_x = 0,407 s $\Rightarrow D_x = 2$; T_y = 0,313 s $\Rightarrow D_y = 2$ (d'après le graphe D=f(T) R.P.1)

Q: facteur de qualité. Les valeurs sont données par la formule

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

ou P_q: est la "penalité" qui dépend de l'observation ou non des critères de qualité q.

Les critères ainsi que les valeurs de P_q correspondantes sont données dans le tableau suivant.

q	Critères	valeur P _q	
		critère observé	critère non observé
1	Condition minimales des files porteuses	0*	0,1
2	critère de la surabondance en plan	0*	0,1
3	symétrie en plan	0	0,1*
4	regularité en élévation	0*	0,1
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,1*
6	Contrôle de la qualité de la construction	0	0,1*

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1,3 \quad ; \quad Q_x = Q_y = 1,3$$

W: Poids de la structure

la valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure ; poids des remplissages ; et des revêtements ; poids des équipements fixes etc ...).

$$W = 1308,32 \text{ t}$$

Estimation de la force latérale totale V

Seisme longitudinal

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W = 0,15 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 1308,32 = 127,36 \text{ t}$$

Seisme transversal

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W = 0,15 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 1308,32 = 127,36 \text{ t}$$

On a la même force sismique agissant dans les 2 sens.

Distribution des forces laterales

La force laterale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{RPA 81 art. 3.3.3})$$

La force concentrée F_t au Sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante ou T est en secondes.

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad (F_t \text{ doit être } \leq 0,25 V)$$

$$F_t = 0 \quad \text{dans le cas ou } T \leq 0,7 \text{ s.}$$

La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule suivante.

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

F_k : effort horizontal au niveau k .

w_k : charge au niveau k soumise à l'action sismique

Dans les 2 sens nous avons: $T < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$.

$$\Rightarrow F_k = V \cdot \frac{w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

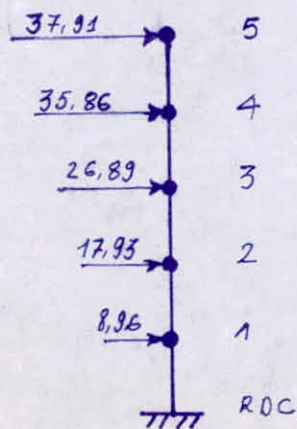
$$\text{ou } w_1 = w_2 = w_3 = w_4 = 268,75 \text{ t.}$$

$$w_5 = 233,32 \text{ t.}$$

$$\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i = 11854,38$$

On aura la distribution des forces horizontales agissant sur l'un ou l'autre sens selon le tableau cidessous.

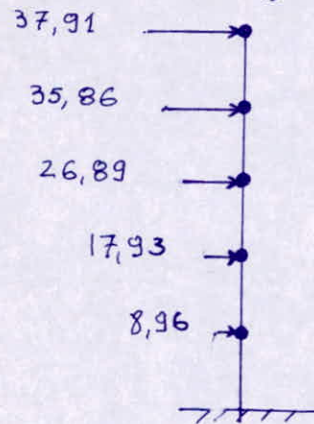
Niveau	5	4	3	2	1
h_k (m)	15,1	12,4	9,3	6,2	3,1
w_k (t)	233,32	268,75	268,75	268,75	268,75
$w_k \cdot h_k$	3523,13	3332,5	2499,37	1666,25	833,125
F_k (t)	37,91	35,86	26,89	17,93	8,96



Vérification au renversement

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les effets sismiques pour que le bâtiment soit stable vis à vis du renversement on doit vérifier.

Moment résistant $\geq 1,5$ Moment de renversement



sens transversal et longitudinal

Moment de renversement

- Sens longitudinal (transversal).

$$M_r = \sum F_x h_i = 1421,29 \text{ t.m}$$

Moment résistant.

$$M_{resist} = (\sum w_i - \sum \bar{\nu} w_i) \cdot b ; \bar{\nu} = A \cdot B \cdot D \cdot Q.$$

- Sens longitudinal.

$$b = b_x = L_x/2 = 10,75 \text{ m} ; \bar{\nu}_x = 0,0975 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_t = (1308,64 - 127,59) \cdot 10,75 = 12696,26 \text{ t.m}.$$

- Sens transversal

$$b = b_y = L_y/2 = 6,85 \text{ m}$$

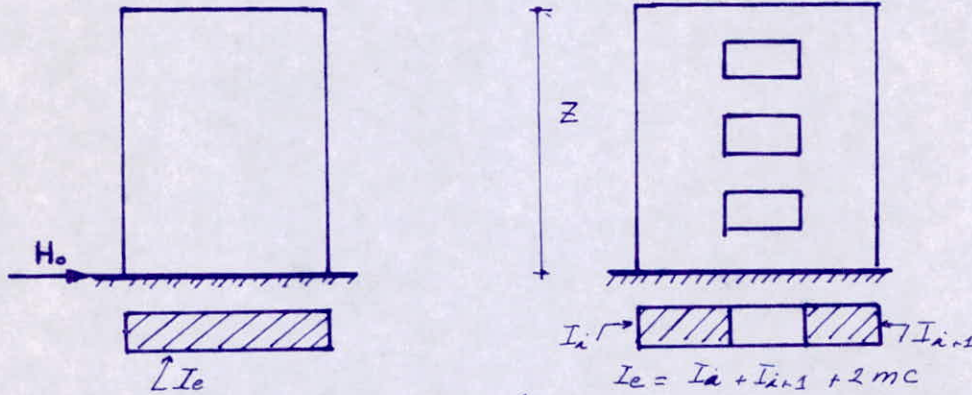
$$M_t = (1264,83 - 123,32) \cdot 6,85 = 8090,18 \text{ t.m}$$

Vérification :
 sens longitudinal : $1,5 M_r = 2131,94 < M_t$
 sens transversal : $1,5 M_r = 2131,94 < M_t$.

ainsi la stabilité du bâtiment vis à vis du renversement est assurée tant le sens transversal que dans le sens longitudinal.

INERTIE EQUIVALENTE

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refend avec ouverture par un refend fictif dont l'inertie équivalente est évaluée comme suit: Par définition nous appelons « Inertie équivalente » I_e du refend considéré; l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au même effort horizontal 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:

$$f = \frac{H_0 Z^3}{8 E I_e} ; (H_0 : \text{effort total à la base du refend}).$$


1°) Inertie équivalente des refend pleins
Elle est donnée par l'inertie de sa section transversale

$$I_e = I = \frac{b l^3}{12}$$

2°) Inerties équivalentes des refends à 1 file d'ouvertures
Elle est donnée par l'expression suivante:

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c \cdot \psi_0 + 1}{I_1 + I_2} + 1} \quad \text{avec} \quad I = I_1 + I_2 + 2 m c$$

$I_1; I_2$: moment d'inertie de chaque trumeau.
 m : moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2}}$$

$\Omega_1; \Omega_2$: aires des éléments de refends 1 et 2
 c : demi-distance entre les centres de gravité des éléments de refends.

ψ_0 : Coefficient donné par le tableau B 23 b (M. DIVERS)

a : demi-portée de l'ouverture

h : hauteur d'un étage

Z : hauteur de la tour

E : coefficient du matériau constituant le refend

E' : coefficient du matériau constituant le linteau.

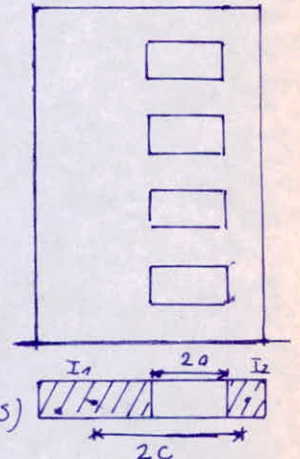
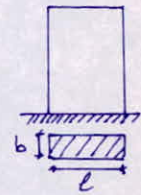
(généralement $E = E'$ en B.A)

i : inertie du linteau

α : degré de concordance

h_l : hauteur du linteau.

$$\alpha = \omega Z \quad \text{avec} \quad \omega^2 = \frac{3 E' i}{E (I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{d^3 h}$$



$$\Omega_1: b_1; \Omega_2: b_2; I_1 = \frac{b_1 \cdot l_1^3}{12}; I_2 = \frac{b_2 \cdot l_2^3}{12}$$

$$2c = \frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + 2a; I = I_1 + I_2 + 2m \cdot c^2$$

Exemple de calcul : soit le voile V_{t3}

$$2c = 3,525 \text{ m.}$$

$$2a = 1,05 \text{ m.}$$

$$I_1 = 4,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,96 \text{ m}^4$$

$$i = \frac{0,15 \cdot 0,85^3}{12} = 7,68 \cdot 10^{-3}$$

$$I = 2,09 \text{ m}^4$$

$$m = 0,32 \text{ m}^3$$

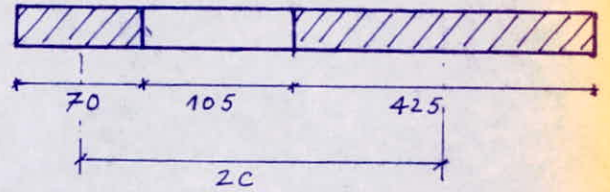
$$\omega^2 = \frac{3 E' i}{E (I_1 + I_2)} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h} = 0,61 \Rightarrow \alpha = 0,78$$

$$\alpha = \omega Z = 0,78 \cdot 15,5 = 12,13 \quad \text{d'où } \psi_0 = 0,66 \quad (\psi_0 = 0; \alpha \rightarrow \infty) \quad \text{abaque B23}$$

M. DIVER

$$\text{d'où } I_e = \frac{I}{\frac{16 m c}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 2,01 \text{ m}^4.$$

Les résultats des autres voiles seront donnés dans le tableau suivant:



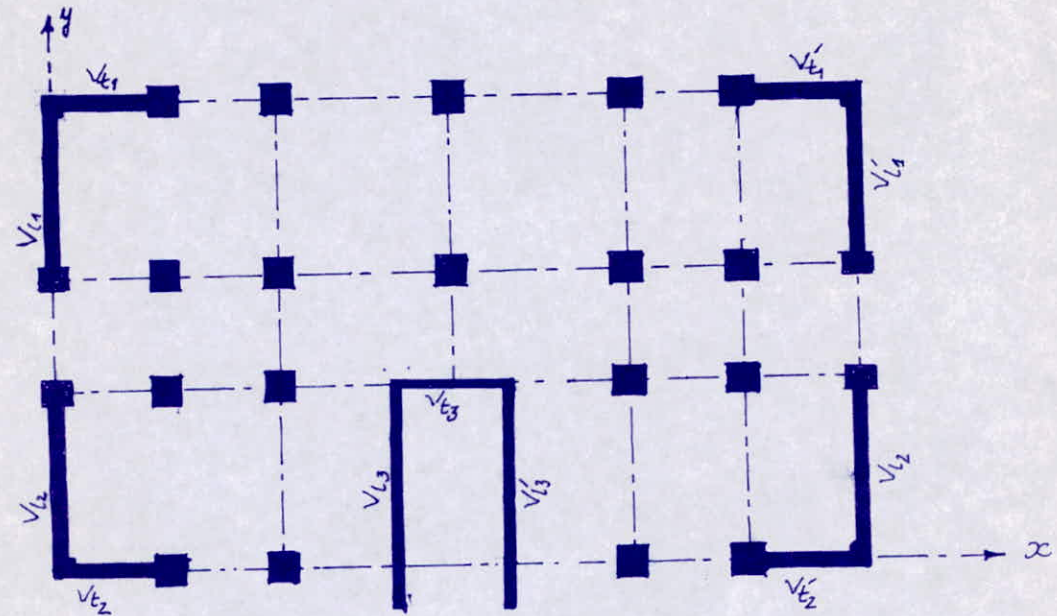
refend	I_e (m ⁴)
$V_{t1}; V'_{t1}$	0,542
$V_{t2}; V'_{t2}$	0,786
V_{t3}	0,391
$V_{t1}; V'_{t1}$	2,346
$V_{t2}; V'_{t2}$	2,346
$V_{t3}; V'_{t3}$	2,01

CENTRE DE MASSE et CENTRE DE TORSION

1. Détermination du centre de masse

Le but de ce paragraphe est la détermination du centre de masse des éléments soumis aux efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers.

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i}{\sum_{i=1}^n m_i} ; \quad y_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i y_i}{\sum_{i=1}^n m_i}$$



Niveau	éléments	masse m_i (t)	masse totale (t)	x_i (m)	y_i (m)	$\sum m_i x_i$	$\sum m_i y_i$	x_G (m)	y_G (m)
5	acrotère	8,625	233,32	10,5	5,76	2449,86	1382,95	10,5	5,93
	Plancher	137		"	5,95				
	Poutres	28,8		"	6,62				
	Poteaux	13,3		"	6,47				
	murs ext.	10,6		"	7,26				
	Voiles	32,3		"	4,6				
1/5 surcharges	2,7	"	5,88						
4	Plancher	108	268,75	10,5	6,11	2821,875	1555,8	10,5	5,80
	Poutres	28,8		"	6,62				
	Poteaux	26,6		"	6,47				
	murs exté	21,2		"	7,26				
	Voiles	64,6		"	4,6				
	escaliers	9,35		"	1,725				
1/5 surcharges	10,2	"	5,62						

2. Détermination du centre de torsion

Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends qui est parallèle à la direction de la force.

- Un moment dont l'axe verticale passe par le centre de torsion engendre une rotation des refends ; le sens de cette rotation est le même que celui du moment.

Pour déterminer le centre de torsion on prendra en considération uniquement les voiles on négligera les poteaux car ($I_v \gg I_p$).
Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$x_{CT} = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad y_{CT} = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_{yi}}$$

Centre de torsion des voiles transversaux

Voiles	$I_{xi} m^4$	$x_i (m)$	$I_{xi} \cdot x_i$
V_{t1}	2,346	0	0
V'_{t1}	2,346	21	49,27
V_{t2}	2,346	0	0
V'_{t2}	2,346	21	49,27
V_{t3}	2,01	9	18,09
V'_{t3}	2,01	12	24,12
Σ	13,404		140,75

$$x_{CT} = 10,5 \text{ m}$$

Centre de torsion des voiles longitudinaux

Voiles	I_{yi}	$y_i (m)$	$I_{yi} \cdot y_i$
V_{L1}	0,542	12,3	6,67
V'_{L1}	0,542	12,3	6,67
V_{L2}	0,786	0	0
V'_{L2}	0,786	0	0
V_{L3}	0,391	4,65	1,82
Σ	3,047		15,16

$$y_{CT} = \frac{15,16}{3,046} = 4,98 \text{ m}$$

Calcul des excentricités entre le centre de masse et le centre de torsion

Niv	x_G	y_G	x_{CT}	y_{CT}	$e_x = x_{CT} - x_G $	$e_y = y_{CT} - y_G $	Excentricité Accidentelle
5	10,5	5,93	10,5	4,98	0	0,95	1,06
4 3 2 1	10,5	5,80	10,5	4,98	0	0,82	1,06

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan ; on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction ; la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre égale à la plus grande des 2 valeurs :

- * 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- + Excentricité théorique résultant des plans (RPA 81 art 3.3.5)

Dans notre cas : $0,05 \cdot 21,2 = 1,06 \text{ m}$
Donc on adopte l'excentricité accidentelle.

CHARGES VERTICALES DANS LES VOÏLES

Chaque élément de refend est soumis à des charges verticales qui peuvent engendrer des moments dus aux excentricités des actions des poutres qui reposent sur cet élément.

Evaluation des charges et surcharges

Pour un voile ; la surcharge d'exploitation sera donnée comme suit :

- Niveau terrasse : $P_i = 0,1 S_i$

- Niveau Courant : $P_a = 0,175 S_i$

S_i : Surface revenant au voile (à).

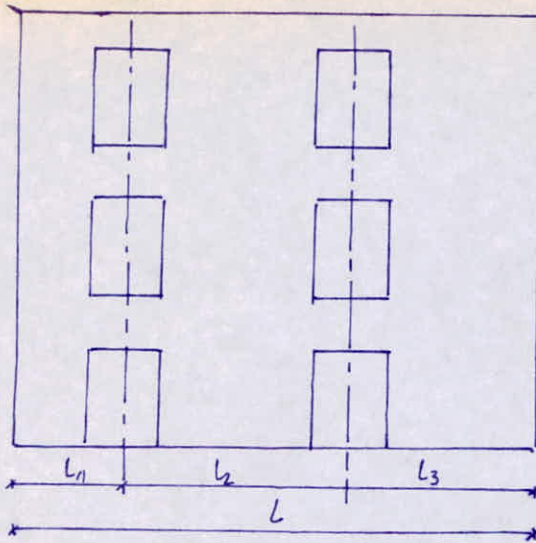
La charge permanente est évaluée en ajoutant au poids propre du voile ; la charge du plancher qui lui revient des poutres et des raidisseurs.

charges et surcharges revenant à chaque voile

Niv Voile	Terrasse		Courant		R.D.C	
	G (t)	P (t)	G (t)	P (t)	G (t)	P (t)
V_{L1}	9,46	1,046	11,24	1,83	9,03	1,83
V'_{L1}	9,46	1,046	11,24	1,83	9,03	1,83
V_{L2}	9,88	1,046	12,08	1,83	9,34	1,83
V'_{L2}	9,88	1,046	12,08	1,83	9,34	1,83
V_{L3}	7,17	0,9	11,25	1,57	9,68	1,57
V_{t1}	9,73	0,922	12,53	1,67	9,1	1,67
V'_{t1}	9,73	0,922	12,53	1,67	9,1	1,67
V_{t2}	9,73	0,922	12,53	1,67	9,1	1,67
V'_{t2}	9,73	0,922	12,53	1,67	9,1	1,67
V_{t3}	12,91	2,265	15,68	3,96	12,33	3,96
V'_{t3}	12,91	2,265	15,68	3,96	12,33	3,96

. Distribution des charges verticales sur les différents trumeaux.
on distribue les charges verticales sur les trumeaux (pour les voiles avec ouvertures) suivant leur longueurs.

charges verticales revenant à un trumeau.



$$F_i = F \frac{l_i}{L}$$

F : charge^l verticale revenant à tout le voile

L : longueur total du voile

l_i : longueur du trumeau (i) + la moitié de longueur du linteau.

F_i : charge verticale revenant au trumeau (i).

L'effort normal N_j à niveau j est donné par:

$$N_j = \sum_{i=0}^j F_i$$

Nous présentons les charges verticales ainsi trouvées sous forme de tableaux.

Voiles (V_{t1} ; V_{t2})

Effort		Niv	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G	F_i	2,703	3,21	3,21	3,21	3,21	2,58
		N_i	2,703	5,913	9,123	12,333	15,543	18,123
	P	F_i	0,298	0,523	0,523	0,523	0,523	0,523
		N_i	0,298	0,821	1,343	1,867	2,389	2,91
Trumeau II	G	F_i	6,757	8,028	8,028	8,028	8,028	6,45
		N_i	6,757	14,785	22,81	30,84	38,87	45,32
	P	F_i	0,747	1,307	1,307	1,307	1,307	1,307
		N_i	0,747	2,054	3,36	4,668	5,975	7,28

VOILES (V_{t3} ; V_{t3})

EFF		Niv	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G	F_i	2,636	3,201	3,201	3,201	3,201	2,52
		N_i	2,636	5,837	9,038	12,239	15,44	17,96
	P	F_i	0,462	0,809	0,809	0,809	0,809	0,809
		N_i	0,462	1,271	2,079	2,888	3,697	4,506
Trumeau II	G	F_i	10,274	12,478	12,478	12,478	12,478	9,813
		N_i	10,274	22,752	35,23	47,708	60,186	70,0
	P	F_i	1,803	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
		N_i	1,803	4,954	8,104	11,254	14,404	17,554

Voiles (V_{t2} ; V_{t2})

Effort	Niv	5	4	3	2	1	R.D.C
G		9,88	12,08	12,08	12,08	12,08	9,03
Ng		9,88	21,96	34,04	46,12	58,2	67,23
P		1,046	1,83	1,83	1,83	1,83	1,83
Np		1,046	2,876	4,706	6,536	8,366	10,196

Répartitions des forces Sismiques dans les refends

Introduction

L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion a causé la dissymétrie de notre bâtiment. Cette excentricité provoque des efforts supplémentaires dans les refends.

Les forces sismiques se répartissent dans les refends suivant leurs rigidités. La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force ou (le couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force extérieure (ou un couple) provoque sa rotation (ou sa translation).

Pour un refend (i) quelque la rigidité est donnée par :

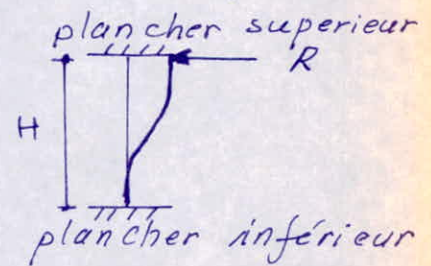
$$R = \frac{12EI}{H^3}$$

I : moment d'inertie

E : module d'élasticité

H : hauteur

R : rigidité



Comme dans notre cas tous les refends ont même hauteur ; même module d'élasticité et les mêmes conditions aux appuis ; on pourra simplifier le calcul en remplaçant la rigidité par l'inertie.

- Un refend parallèle à la direction de la force sismique est soumis à un effort de translation et à un effort de rotation
- Un refend perpendiculaire à la direction de la force sismique est soumis uniquement à un effort de rotation.

Forces sismique agissant transversalement

- Refend transversal (i)

$$H_i = H_i(\text{rot}) + H_i(\text{tran}) = H \cdot e \frac{I_{xi} \cdot X_i}{J} + H \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}}$$

- Refend longitudinal (j)

$$H_j = H_j(\text{rot}) = H \cdot e \frac{I_{xj} \cdot Y_j}{J}$$

Forces sismiques agissant longitudinalement

- refend transversal (i)

$$H_i = H_i(\text{rot}) = H \cdot e \frac{I_{x_i} x_i}{J}$$

- refend longitudinal (j)

$$H_j = H_j(\text{rot}) + H_j(\text{tran}) = H \cdot e \frac{I_{y_j} y_j}{J} + H \frac{I_{y_j}}{\sum I_{y_j}}$$

avec H : la force sismique extérieure
 e : l'excentricité
 J : $\sum I_{x_i} x_i^2 + \sum I_{y_j} y_j^2$.

si on appelle : $F_1 = H_i(\text{tran}) = H \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$

$$F_2 = H_i(\text{rot}) = H \cdot e \frac{I_{x_i} x_i}{J}$$

$$F_3 = H_j(\text{tran}) = H \cdot \frac{I_{y_j}}{\sum I_{y_j}}$$

$$F_4 = H_j(\text{rot}) = H \cdot e \frac{I_{y_j} y_j}{J}$$

on aura les cas suivants:

1°) si le seisme agissant dans le sens transversal

- Pour un refend transversal : $H_i = F_1 + F_2$
- Pour un refend longitudinal $H_j = F_4$

2°) si le seisme agissant dans le sens longitudinal

- Pour un refend transversal $H_i = F_2$
- Pour un refend longitudinal $H_j = F_3 + F_4$

Voiles	I_{ix}	x_i	x_i^2	$I_{ix} \cdot x_i$	$I_{ix} \cdot x_i^2$	I_{iy}	y_i	y_i^2	$I_{iy} \cdot y_i$	$I_{iy} \cdot y_i^2$	$\frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}}$	$\frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}}$	$\frac{I_{ix} \cdot x_i \cdot e}{J}$	$\frac{I_{iy} \cdot y_i \cdot e}{J}$
v_{t1}	2,346	-11,56	133,63	-27,12	313,15						0,175		-0,025	
v_{t1}	2,346	+9,44	89,11	22,15	209,06						0,175		0,02	
v_{t2}	2,346	-11,56	133,63	-27,12	313,5						0,175		-0,025	
v'_{t2}	2,346	+9,44	89,11	22,15	209,06						0,175		0,02	
v_{t3}	2,01	-2,56	6,55	-5,15	13,17						0,15		$-4,77 \cdot 10^{-3}$	
v'_{t3}	2,01	+0,44	0,194	0,88	0,39						0,15		$8,16 \cdot 10^{-4}$	
v_{L1}						0,542	5,44	29,59	2,95	16,04		0,21		$2,73 \cdot 10^{-3}$
v'_{L1}						0,542	5,44	29,59	2,95	16,04		0,21		$2,73 \cdot 10^{-3}$
v_{L2}						0,542	-6,86	47,06	-3,72	25,51		0,21		$-3,45 \cdot 10^{-3}$
v'_{L2}						0,542	-6,86	47,06	-3,72	25,51		0,21		$-3,45 \cdot 10^{-3}$
v_{L3}						0,391	-2,21	4,89	-0,96	1,91		0,15		$-7,97 \cdot 10^{-4}$
					1058,68	2,56				85,01				

$$J = \sum I_{ix} x_i^2 + \sum I_{iy} y_i^2 = 1143,69$$

	effort agissant transversalement		efforts agissant longitudinalement	
	$\frac{I_{xi} x_i e}{J} + \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}}$	$I_{yj} \frac{y_j}{J} e$	$\frac{I_{xi} x_i}{J} e$	$I_{yj} \frac{y_j}{J} e + \frac{I_{yj}}{\sum I_{yj}}$
V_{t1}	0,15		- 0,025	
V'_{t1}	0,195		0,02	
V_{t2}	0,15		- 0,025	
V'_{t2}	0,195		0,02	
V_{t3}	0,145		- 4,77 · 10 ⁻³	
V'_{t3}	0,151		8,16 · 10 ⁻⁴	
V_{L1}		2,73 · 10 ⁻³		0,213
V'_{L1}		- 3,73 · 10 ⁻³		0,213
V_{L2}		- 3,45 · 10 ⁻³		0,206
V'_{L2}		- 3,45 · 10 ⁻³		0,206
V_{L3}		- 7,97 · 10 ⁻⁴		0,149

Seisme agissant transversalement - effort $H(t)$ dans chaque niveau et dans chaque voile.

Niv Voiles	5	4	3	2	1
$V_{t_1}; V_{t_2}$	5,69	5,38	4,03	2,69	1,34
$V'_{t_1}; V'_{t_2}$	7,39	6,99	5,24	3,50	1,75
V_{t_3}	5,49	5,20	3,90	2,60	1,30
V'_{t_3}	5,72	5,41	4,06	2,707	1,353
$V_{L_1}; V'_{L_1}$	0,103	0,098	0,073	0,049	0,024
$V_{L_2}; V'_{L_2}$	0,130	0,123	0,093	0,062	0,031
V_{L_3}	0,03	0,028	0,021	0,0142	$7,14 \cdot 10^{-4}$

Seisme agissant transversalement - effort cumulés dans chaque niveau et dans chaque voile.

Niv Voiles	5	4	3	2	1
$V_{t_1}; V_{t_2}$	5,69	11,07	15,1	17,79	19,13
$V'_{t_1}; V'_{t_2}$	7,39	14,38	19,62	23,12	24,87
V_{t_3}	5,49	10,70	14,60	17,19	18,50
V'_{t_3}	5,72	11,13	15,19	17,90	19,25
$V_{L_1}; V'_{L_1}$	0,103	0,201	0,274	0,323	0,347
$V_{L_2}; V'_{L_2}$	0,130	0,253	0,346	0,408	0,43
V_{L_3}	0,03	0,468	0,489	0,503	0,504

Seisme agissant longitudinalement - effort H(E) dans chaque niveau et dans chaque voile.

Niv Voiles	5	4	3	2	1
V_{t1}, V_{t2}	0,95	0,896	0,672	0,445	0,224
V'_{t1}, V'_{t2}	0,758	0,717	0,538	0,359	0,179
V_{t3}	0,181	0,171	0,128	0,08	0,0427
V'_{t3}	0,0309	0,0292	0,0219	0,0146	$7,31 \cdot 10^{-3}$
V_{L1}, V'_{L1}	8,06	7,63	5,72	3,81	1,906
V_{L2}, V'_{L2}	7,81	7,387	5,539	3,69	1,85
V_{L3}	5,65	5,34	4,00	2,67	1,34

Seisme agissant longitudinalement - effort cumulé dans chaque niveau et dans chaque voile

Niv Voiles	5	4	3	2	1
V_{t1}, V_{t2}	0,95	1,846	2,518	2,963	3,187
V'_{t1}, V'_{t2}	0,758	1,475	2,013	2,372	2,551
V_{t3}	0,181	0,352	0,48	0,56	0,603
V'_{t3}	0,0309	0,06	0,082	0,097	0,104
V_{L1}, V'_{L1}	8,06	15,69	21,41	25,22	36,126
V_{L2}, V'_{L2}	7,81	15,197	20,736	24,426	26,267
V_{L3}	5,65	10,99	14,99	17,66	19

Seisme transversal
M(t)

Niv Voiles	5	4	3	2	1	R.D.C
$V_{t1}; V_{t2}$	0	17,64	51,96	98,77	153,92	213,22
$V'_{t1}; V'_{t2}$	0	22,91	67,5	128,31	199,88	277,1
V_{t3}	0	17,04	50,2	95,45	148,74	206,1
V'_{t3}	0	17,73	52,23	99,32	154,8	214,5
$V_{L1}; V'_{L1}$	0	0,319	0,94	1,79	2,79	3,87
$V_{L2}; V'_{L2}$	0	0,403	1,187	2,26	3,52	4,86
V_{L3}	0	0,093	1,54	3,06	4,62	6,18

Seisme longitudinal
M(t)

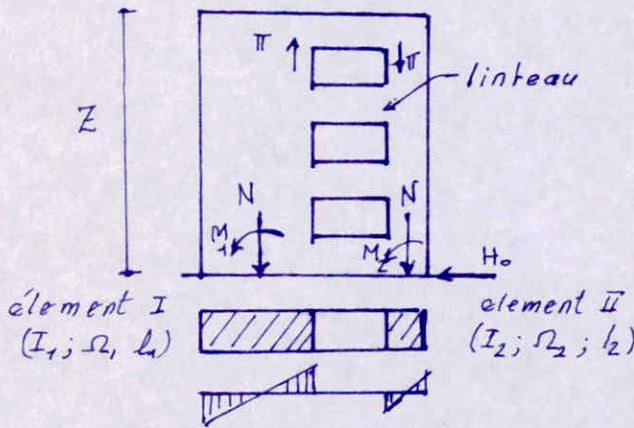
Niv Voiles	5	4	3	2	1	R.D.C
$V_{t1}; V_{t2}$	0	2,95	8,67	16,47	25,66	35,54
$V'_{t1}; V'_{t2}$	0	2,35	6,92	13,16	20,51	28,42
V_{t3}	0	0,56	1,65	3,14	4,87	6,74
V'_{t3}	0	0,096	0,28	0,54	0,83	1,16
$V_{L1}; V'_{L1}$	0	24,99	73,65	140	218	330
$V_{L2}; V'_{L2}$	0	24,21	71,32	135,6	211	293
V_{L3}	0	17,52	51,58	98,05	152,8	211,7

CALCUL DES VOILES (sous les charges horizontales)

LA Méthode de Calcul sera celle proposé par M.M ALBIGES et GOULET contreventement des bâtiments; Annales ITBTP n° Cette méthode concerne les bâtiments peu élevés dont les refends possédant une file d'ouvertures de moyennes dimensions. Elle est basé sur les hypothèses suivantes:

- les efforts transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis sur la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- Si l'on néglige les déformations dues à l'effort normal dans les linteaux; les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque voile.

Ces 2 hypothèses se traduisent mathématiquement de la façon suivante. En tout point situé à un niveau x au dessus de la section d'encastrement; le déplacement y de la fibre moyenne est le même pour les 2 éléments de refends. Il en est de même pour les dérivées y' ; y'' ; y''' qui définissent les déformations.



N : effort normal des éléments de refend

π : effort tranchant dans le linteau.

M_1 : moment fléchissant de l'élément I

M_2 : moment fléchissant de l'élément II.

les autres notations gardent les mêmes significations citées dans le calcul des inerties équivalentes.

Les efforts tranchants dans les linteaux sont donnée par:

$$\begin{cases} \pi_2 - (2 + \omega^2 h^2) \pi_1 = - \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_1 \\ \pi_3 - (2 + \omega^2 h^2) \pi_2 + \pi_1 = - \frac{\omega^2 I_m h^3}{I} T_2 \\ \pi_n - (2 + \omega^2 h^2) \pi_{n-1} + \pi_{n-2} = - \frac{\omega^2 m h^3}{I} T_{n-1} \end{cases}$$

Les moments M_1 ; et M_2 dans les éléments de refend à la côte x sont calculés à l'aide des formules suivantes.

$$\begin{cases} M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} (M - 2c \sum_x \pi) \\ M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} (M - 2c \sum_x \pi) \end{cases}$$

$$N = \sum \pi_i$$

Application soit le voile transversale V_{t3} .

pour $i_s = \frac{0,15 \times 0,69}{12} = 4,706 \cdot 10^{-3}$

$\omega_T = \omega_S = 0,57$; $\omega_c = \omega_1 = \omega_2 = \omega_3 = \omega_4 = 0,61$

niveau 5: $2 + \omega_T^2 h^2 = 3,02$

niveau courant: $2 + \omega_c h^2 = 5,576$

les efforts tranchants

$$\pi_2 - 5,576 \pi_1 = -31,394$$

$$\pi_3 - 5,576 \pi_2 + \pi_1 = -29,141$$

$$\pi_4 - 5,576 \pi_3 + \pi_2 = -24,776$$

$$\pi_5 - 5,576 \pi_4 + \pi_3 = -18,15$$

$$\pi_6 - 3,020 \pi_5 + \pi_4 = -8,189$$

La solution du système.

$$\pi_1 = 6,997 \quad \pi_4 = 5,148$$

$$\pi_2 = 7,623 \quad \pi_5 = 4,417$$

$$\pi_3 = 6,739 \quad \pi_6 = 0$$

Les moments fléchissant dans les refends.

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} (M - 2c \sum \frac{h}{x} \pi) = 4,459 \cdot 10^{-3} (M - 3,525 \sum \pi)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} (M - 2c \sum \pi) = 0,995 (M - 3,525 \sum \pi)$$

EFF \ Niv	5	4	3	2	1	R.D.C
M(t.m)	0	17,04	50,2	95,45	148,74	206,1
π (t)	4,417	5,148	6,74	7,623	6,997	0
$3,525 \sum \pi$	0	15,57	33,716	57,47	84,34	109
$M - 3,525 \sum \pi$	0	1,47	16,284	37,98	64,40	97,1
M_1 (t.m)	0	$6,55 \cdot 10^{-3}$	0,0784	0,769	0,287	0,433
M_2 (t.m)	0	7,463	12,203	37,788	64,075	96,675
N(t)	4,417	9,565	16,304	83,927	30,924	30,924

Vérification à la base

$$M = M_{\text{exterieur}}$$

$$M_1 + M_2 + 2cN = M_{\text{exterieur}}$$

$$0,433 + 96,675 + 109,007 = 206,055 \quad (\text{Vérifiée})$$

Voiles $\begin{pmatrix} V_{L1} \\ V_{L2} \end{pmatrix}$ (on donne directement le tableau.)

EFF \ Niv	5	4	3	2	1	R.D.C
M(t.m)	0	24,99	73,63	140	218	330
π (t)	8,04	15,77	21,56	25,35	36,47	0
$3,525 \sum \pi$	0	19,32	57,295	103,024	169,940	257,43
$M - 3,525 \sum \pi$	0	5,67	16,415	30,976	48,06	72,57
M_1 (t.m)	0	0,0317	0,0918	0,773	0,268	0,406
M_2 (t.m)	0	5,636	16,576	30,79	47,77	72,73
N(t)	8,04	23,87	45,37	70,72	107,13	107,13

Vérification à la base

$$M_{\text{ex}} = M_{\text{int}}$$

$$M = M_1 + M_2 + 2N \cdot c$$

$$72,13 + 0,406 + 257,43 = 329,97 \approx 330 \quad (\text{Vérifiée})$$

VOILES V_{L3}

EFF. \ NIV	5	4	3	2	1	RDC
G	8,71	11,25	11,25	11,25	11,25	9,68
N_G	8,71	19,96	31,21	42,46	53,71	61,39
P	0,9	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N_P	0,9	2,47	4,04	5,61	7,18	8,75

VOILES ($V_{t1}; V_{t1}; V_{t2}; V_{t2}$)

EFF. \ NIV	5	4	3	2	1	RDC
$G(t)$	9,728	12,525	12,525	12,525	12,525	9,098
$N_{G(t)}$	9,728	22,25	34,778	47,303	59,828	68,93
$P(t)$	0,922	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N_{P(t)}$	0,922	2,492	4,062	5,632	7,202	8,772

VOILE V_{t3}

EFF. \ NIV	5	4	3	2	1	R.D.C
$G(t)$	12,91	15,68	15,68	15,68	15,68	12,33
$N_{G(t)}$	12,91	28,59	44,27	59,95	75,63	87,96
$P(t)$	2,265	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96
$N_{P(t)}$	2,265	6,225	10,785	14,145	18,105	22,065

SUPERPOSITION des SOLLICITATIONS

SOLLICITATION pondérées

Dans les justification de calcul à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées définies ci dessous.

G : sollicitation due à la charge permanente.

Q : sollicitation due aux surcharge d'exploitation y compris les majoration éventuelle pour effet dynamique.

E : sollicitation dûes au seisme.

* sollicitations du 1^{er} genre

$$S_1 = G + 1,2 Q.$$

* sollicitation du 2^{ème} genre.

$$S_2 = G + Q + E.$$

les forces sismiques peuvent avoir en tout de la structure une direction quelconque ; mais on se contentera d'envisager le cas où les effets de la composante verticale et ceux de la composante horizontale agissent simultanément.

E : peut agir de droite à gauche. $-E$

E : peut agir de gauche à droite $+E$.

E : peut agir dans le sens descendant $\approx (40 \div 60\%) Q$.

E : peut agir dans le sens ascendant $\approx -20\%) G$.

		Niv		Effort				
		5	4	3	2	1	R DC	
Voile VL1.	trumeau I	G	2,703	5,913	9,123	12,333	15,543	18,123
		P	0,298	0,821	1,343	1,867	2,399	2,91
		G+P	3,00	6,734	10,466	14,2	17,932	21,03
		G+P+E \vec{E}	11,041	30,544	55,836	74,92	125,062	128,163
		G+P+E $\leftarrow E$	-5,039	-14,076	34,96	-56,52	-89,20	-86,094
		0,8G+E \vec{E}	10,20	28,54	52,67	80,586	119,564	121,628
		0,8G+E $\leftarrow E$	-5,98	-19,08	-38,67	-60,85	-94,96	-92,63
		M	0	0,037	0,0918	0,173	0,268	0,466
	trumeau II	P	0,747	2,054	3,86	4,67	5,975	7,28
		G+P	7,504	16,84	26,17	35,51	44,85	52,6
		G+P+E \vec{E}	15,54	40,669	71,54	106,23	155,971	159,73
		G+P+E $\leftarrow E$	-0,536	-6,977	-19,2	-35,19	-58,28	-54,53
		G	6,757	14,785	22,81	30,84	38,87	46,32
		0,8G+E \vec{E}	13,441	35,64	63,62	95,39	138,25	143,39
0,8G+E $\leftarrow E$		-2,634	-11,98	-27,12	-46,01	-76,05	-70,87	
M		0	5,64	16,366	30,79	47,77	72,13	

		Niv		Efforts				
		5	4	3	2	1	R.DC	
Voile V63	trumeau I	G	2,636	5,837	9,038	12,24	15,44	17,96
		P	0,462	1,271	2,079	2,889	3,697	4,506
		G+P	3,098	7,108	11,12	15,127	19,137	22,466
		E	4,417	9,525	16,304	23,927	30,924	30,924
		G+P+E	7,515	16,673	27,424	39,054	50,067	53,39
		G+P-E	-1,319	-2,457	-5,184	8,80	-11,787	-8,458
		0,8G+E	6,526	14,235	23,534	31,534	38,154	45,292
		0,8G-E	-2,308	-4,891	-9,073	-16,696	-23,693	-23,693
		0,8G	2,108	4,67	7,23	9,79	12,35	14,37
		M ₁	0	6,5510	9,0726	0,169	0,287	0,433
Voile V63	trumeau II	G	10,274	22,754	35,23	47,708	60,186	70
		P	1,802	4,954	8,104	11,254	14,404	17,55
		G+P	12,076	27,70	43,33	58,96	74,59	87,55
		G+P+E	16,49	37,265	59,64	82,887	105,51	118,478
		G+P-E	7,679	19,135	27,03	35,033	43,67	56,63
		0,8G+E	12,63	27,77	44,48	62,093	79,073	86,924
		0,8G-E	3,802	8,638	11,88	14,239	17,221	25,076
		M ₂	0	1,463	16,205	37,77	64,07	96,615
		M _{ext}	0	17,04	50,2	95,41	148,74	206,7

E=0

Eff	Niv	5	4	3	2	1	A.O.C
		Voile $\frac{1}{2}$					
	G	9,88	21,26	34,04	46,12	58,2	67,23
	P	1,046	2,826	4,766	6,536	8,366	10,596
	G+P	10,93	24,84	38,75	52,66	66,566	77,826
	0,86	7,9	12,57	24,23	36,90	46,56	53,78
	M	0	25	73,63	140	218	330
	T	7,91	15,197	20,736	24,426	26,276	29,276
Voile $\frac{1}{3}$							
	G	8,71	19,96	31,21	42,46	53,71	63,39
	P	0,9	2,47	4,04	5,61	7,18	8,75
	G+P	9,61	22,43	35,25	48,07	60,89	72,14
	0,86	6,97	15,97	24,97	33,97	42,97	50,712
	M	0	17,52	5,58	98,05	152,8	211,7
	T	5,65	11	14	17,66	19	19
Voile $\frac{1}{4}$							
	G	9,728	22,25	34,778	47,303	52,83	68,93
	P	0,922	2,492	4,062	5,632	7,202	8,77
	G+P	10,65	24,74	38,84	52,935	67,03	77,70
	0,86	7,78	17,80	27,82	37,84	47,86	55,14
	T	5,69	11,07	15,1	17,79	19,13	19,13
	M	0	17,64	51,96	98,77	153,92	213,22

DEFORMATION DES VOILES

Le système de Contreventement de notre bâtiment est assuré par une structure à voiles porteurs.

Nous devons alors vérifier que les déformations horizontales provoquées par le séisme ne risquent pas de destabiliser l'ouvrage.

On utilise alors pour le calcul des déformations la méthode des moments des aires exposée dans l'ouvrage de M^r ALBERT FUENTES intitulé « calcul pratique des ossatures en Béton armé ».

Exposé de la méthode:

Soit un voile soumis à une série de force horizontales R_1, R_2, \dots, R_n qui provoquent respectivement les flèches f_1, f_2, \dots, f_n au niveaux 1, 2, ..., n

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad \text{Ex: } n=5 \quad f_1 = \frac{\sum S_i d_i}{EI}, \quad \dots \quad f_5 = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

avec: d_i : distance du centre de gravité de la surface S_i jusqu'au niveau considéré.

EI : rigidité du voile considéré.

I : moment d'inertie du voile.

$$E = 21000 \sqrt{0,28} = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

Déplacement

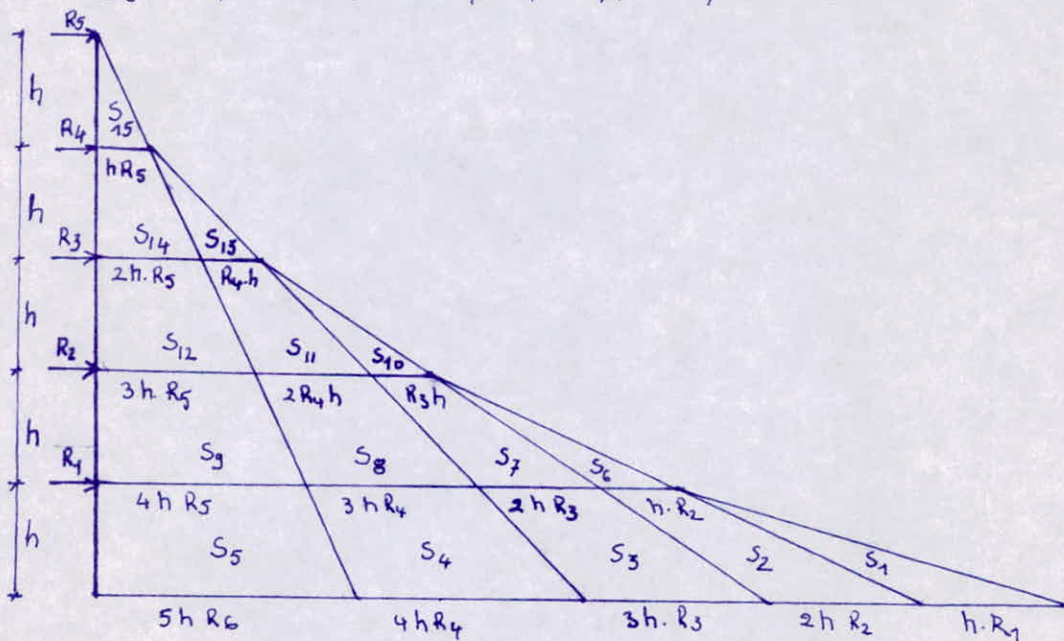
Le déplacement est donné par: $\delta = f_{i+1} - f_i$ ou h est la hauteur d'étage

Le déplacement relatif est donné par $h \delta' = \frac{1}{2B} \delta$ ou B est le facteur de Comportement de la structure (RPA art 3371)

dans notre cas $B = \frac{1}{4} \Rightarrow \delta' = 2\Delta$.

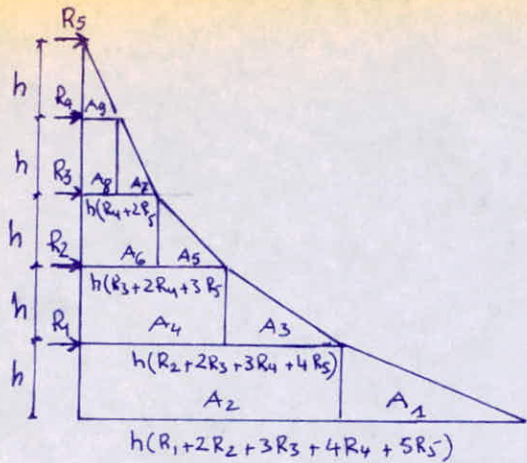
Déplacement admissible $[\delta]$ (RPA art 3371)

$$[\delta] = 0,0075 \cdot h = 0,0075 \times 3,1 = 2,325 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$$



Pour le calcul; on choisira; la méthode Simplifiée nous permettant d'annuler plusieurs étapes de calcul. le nombre de Section (S_i) sera limité à (9) au lieu de (15); de plus on note le bras de levier (d_{ij}) où "i" correspond à l'aire A_i et "j" correspond au niveau considéré. les expressions de flèches deviennent:

$$f_1 = \sum_{i=1}^2 \frac{A_i d_{i1}}{EI}; \quad f_2 = \sum_{i=1}^4 \frac{A_i d_{i2}}{EI}; \quad f_3 = \sum_{i=1}^6 \frac{A_i d_{i3}}{EI}; \quad \dots \quad f_5 = \sum_{i=1}^9 \frac{A_i d_{i5}}{EI}$$



Aire	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈	A ₉
Niv1	d ₁ 2,067	d ₂ 1,55							
Niv2	d ₁ 5,167	d ₂ 4,65	d ₃ 2,067	d ₄ 1,55					
Niv3	d ₁ 8,267	d ₂ 7,75	d ₃ 5,167	d ₄ 4,65	d ₅ 2,067	d ₆ 1,55			
Niv4	d ₁ 11,367	d ₂ 10,85	d ₃ 8,267	d ₄ 7,75	d ₅ 5,167	d ₆ 4,65	d ₇ 2,067	d ₈ 1,55	
Niv5	d ₁ 14,467	d ₂ 13,95	d ₃ 11,367	d ₄ 10,85	d ₅ 8,267	d ₆ 7,75	d ₇ 5,167	d ₈ 4,65	d ₉ 2,067

Application

Soit le voile V_{t3} (voile transversal) $I = 2,09 \text{ m}^4$.

* calcul des flèches

$$f_1 = \sum_{i=1}^2 \frac{A_i d_{i1}}{EI} = 1,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}; \quad f_2 = \sum_{i=1}^4 \frac{A_i d_{i2}}{EI} = 4,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}.$$

$$f_3 = \sum_{i=1}^6 \frac{A_i d_{i3}}{EI} = 9,01 \cdot 10^{-4} \text{ m}; \quad f_4 = \sum_{i=1}^8 \frac{A_i d_{i4}}{EI} = 14,23 \cdot 10^{-4} \text{ m}; \quad f_5 = \sum_{i=1}^9 \frac{A_i d_{i5}}{EI} = 19,72 \cdot 10^{-4} \text{ m}.$$

* Calcul des déplacements

$$[8] = 2,32 \cdot 10^{-2} \text{ m}.$$

$$\delta_1 = \frac{f_1}{h} = 0,4 \cdot 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow \delta'_1 = 2\delta_1 = 0,8 \cdot 10^{-4} \text{ m} < [8]$$

$$\delta_2 = \frac{f_2 - f_1}{h} = 1,042 \cdot 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow \delta'_2 = 2\delta_2 = 2,084 \cdot 10^{-4} \text{ m} < [8]$$

$$\delta_3 = \frac{f_3 - f_2}{h} = 1,46 \cdot 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow \delta'_3 = 2\delta_3 = 2,92 \cdot 10^{-4} \text{ m} < [8]$$

$$\delta_4 = \frac{f_4 - f_3}{h} = 1,68 \cdot 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow \delta'_4 = 2\delta_4 = 3,36 \cdot 10^{-4} \text{ m} < [8]$$

$$\delta_5 = \frac{f_5 - f_4}{h} = 1,77 \cdot 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow \delta'_5 = 2\delta_5 = 3,54 \cdot 10^{-4} \text{ m} < [8].$$

Voiles longitudinaux (V_{L1} , V_{L2}). $I = 0,546 \text{ m}^4$

Niv	1	2	3	4	5
$R_x(\pm)$	36,126	25,22	21,47	15,69	8,06
$\sum A_i d_i$	7405,24	4967,66	3887,90	15533	27470,4
$f_{i(m)}$	$7,46 \cdot 10^{-4}$	$26,34 \cdot 10^{-4}$	$52,46 \cdot 10^{-4}$	$82,46 \cdot 10^{-4}$	$11,39 \cdot 10^{-5}$
δ_i	$2,406 \cdot 10^{-4}$	$6,09 \cdot 10^{-4}$	$8,43 \cdot 10^{-4}$	$9,67 \cdot 10^{-4}$	$10,17 \cdot 10^{-4}$
δ'_i	$4,812 \cdot 10^{-4}$	$12,18 \cdot 10^{-4}$	$16,86 \cdot 10^{-4}$	$19,34 \cdot 10^{-4}$	$20,34 \cdot 10^{-4}$

N.B. On remarque que les déplacements sont tous inférieurs aux déplacement admissibles.

FERRAILLAGE des VOILES

Principe de calcul

la vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables ; doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1^{er} genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction au plus égale à $\bar{\sigma}_t$.
le voile à calculer sera considéré continu jusqu'au sommet du bâtiment. Nous adopterons pour le calcul de ferrailage la méthode de P. Charon.

Nous divisons notre bâtiment en 2 niveaux.

Niveau I . RDC , 1^{er} étage.

Niveau II . 2^e , 3^e , 4^e étage.

À partir des combinaisons prise en compte, nous chercherons pour chaque voile et pour chaque trumeau $M, N_{max}; N_{min}$
le calcul des armatures se fait sous (N_{min}, M)

la vérification du béton sera faite sous $(N_{max}; M)$.

la vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec : $\bar{T} = 1,4T, N=0; \bar{\tau}_b = 0,12 \bar{\sigma}_{28}$.

Prescriptions relatives au ferrailage

Partie courante des voiles pleins et trumeaux.

les parties doivent être armées par un cadrillage d'armature en double nappes dont le pourcentage minimum est donné ci-dessous

- pour $\tau_b \leq 0,025 \bar{\sigma}_{28}$ 0,15 dans chaque direct.
- pour $0,025 \bar{\sigma}_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \bar{\sigma}_{28}$ 0,25%
- le pourcentage minimum des armatures verticale sur toute la zone tendue est de 0,5%.
- la section totale d'armatures verticale de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale du béton tendue
- l'espacement des barres horizontales et verticales doit rester inférieur à la plus petite valeur des 2 suivantes $s \leq 1,5b$ ou $s \leq 30cm$
- les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m^2 . dans chaque les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Extrémités des voiles pleins ou trumeaux

Elle doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions $b \times 1,5$.

les armatures verticales des potelets doivent être portées à 7ϕ

Armatures longitudinales

- Elles doivent être des armatures à haute adhérence
- les crochets sont interdits au recouvrements des armatures longitudinales.
- La longueur minimale de recouvrement est de 5ϕ .
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Armatures transversales.

le diamètre minimum est de 6 cm pour les aciers à haute adhérence et à 8 mm pour les aciers doux.

- les armatures transversales doivent être des cadres et étrier fermé
- les pourcentage S_{t1} et S_{t2} des armatures transversales en zone nodale doivent être au moins égaux à 0,40%.

$$S_{t1} = \frac{A_{t1}}{b_1 t} \quad ; \quad S_{t2} = \frac{A_{t2}}{b_2 t}$$

Esacement: zone nodale : $t \leq \min(10\phi; 15 \text{ cm})$
 zone Courante : $t \leq 12\phi$ (armature verticale)
 les cadres et les epingles doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min.

Ferraillage de Voile plein.

Nous donnerons un exemple de calcul détaillé pour un Voile plein.
 Soit le Voile $V/3$

$$I = 0,391 \text{ m}^4 \quad ; \quad h_t = 3,15 \text{ m} \quad ; \quad b = 15 \text{ cm} \quad , \quad S = 315 \times 15 = 4725 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b \cdot 1,5}{2} = 12 \text{ cm} \quad ; \quad M = 98,05 \text{ t.m} \quad ; \quad N_{\max} = 48,07 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 33,97 \text{ t} \quad ; \quad V = 1,57 \text{ m} \quad ; \quad T =$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{98,05}{33,97} = 2,89 > e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{3,15}{6} = 0,525 \text{ m}$$

⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Contraintes admissibles.

$$e_0 = 2,89 > h_t/2 = 1,57 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 1,5 \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_f = M + N (h_t/2 - d) = 98,05 + 33,97 (1,57 - 0,12) = 147,31 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 147,31}{4200 \cdot 15 \cdot 303} = 0,0471 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 39,6 \\ \epsilon = 0,9084 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{39,6} = 106,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \text{armatures comprimées sont inutiles (A=0)}.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{147,31 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9084 \cdot 303} = 12,66 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 4,57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la section imposé par le RP1 87.

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v = 46,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v = -32,31 \text{ kg/cm}^2$$

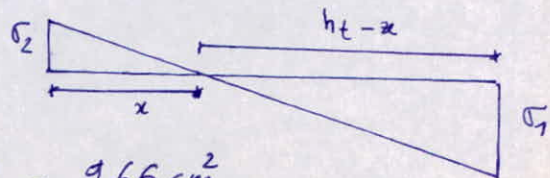
$$x = \frac{\bar{\sigma}_2 \cdot h_t}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} = 1,288 \text{ m}$$

la partie tendue

$$\omega_{\min} = 0,5\%$$

$$A_{\min} = \frac{0,5 \cdot 15 \cdot 128,8}{100} = 9,66 \text{ cm}^2$$

on prend $A = 9,66 \text{ cm}^2$ puis que $A_{\min} > A_{\text{calculée}}$.



Armatures horizontales

$$\omega = \frac{\tau - 8}{100}$$

$$\tau = \frac{1,4 T}{b z} = \frac{1,4 \cdot 14 \cdot 10^2}{15 \cdot \frac{1}{8} \cdot 303} = 4,93 \text{ kg/cm}^2$$

$\omega < 0$ on a ferrailage minimum exigé par le RPA

$$A_h = \frac{0,15 \times 15 \times 100}{100} = 2,25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \text{ FB/ml}$$

$$\text{espacement } \Delta \leq \min \begin{cases} 1,5t \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

soit $\Delta = 20 \text{ cm}$.

Ferrailage adopté

Aciers tendus $A = 9,66 \text{ cm}^2$ soit 10 HA10 / ml

à l'extrémité on prend 1 potelet de $15 \times 20 \text{ cm}$ avec un ferrailage de 4 HA4.

Armatures transversales : on prend des épingles $\phi 6$ et des caêtres $\phi 8$ pour les potelets.

Vérification des contraintes avec N_{\max}

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_1 = 49,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad (\text{vérifiée})$$

$$\sigma_2 = -29,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Niveau II (RDC + 1^{er} étage).

$$N_{\max} = 72,14 \text{ t} ; N_{\min} = 72,14 \quad M = 211,7 \text{ t.m}$$

$$h = 303 \text{ cm} ; h_t = 315 \text{ cm} \quad d = 12 \text{ cm} , S = 4725 \text{ cm}^2$$

Ferrailage sous N_{\min} .

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 4,174 > e_0 = 0,525 \text{ m}$$

\Rightarrow la section est partiellement comprimée.

$$e_0 > \frac{h_t}{2} = 1,57 \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Calcul du moment fictif.

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 285,23 \text{ t.m.} \rightarrow$$

$$\Rightarrow \mu = 0,0738 \quad \begin{cases} K = 30,1 \\ \epsilon = 0,8891 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 139,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 25,208 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 13,13 \text{ cm}^2$$

Ferrailage sous N_{min}

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} v \Rightarrow \sigma_1 = 96 \text{ kg/cm}^2; \sigma_2 = -74,54 \text{ kg/cm}^2$$

calcul de la longueur de la partie tendue

$$x = \frac{k_t \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 1,377 \text{ m}$$

$$\text{Ferrailage minimum } A_{min} = \frac{0,5 \times b \cdot x}{100} = 10,33 \text{ cm}^2 < A_{calcul}$$

Armatures horizontales

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 19 \times 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 303} = 6,755 < 0,025 \sigma_{28}' = 6,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{x - 8}{5w} \cdot 100 < 0$$

$$A_h = \frac{0,15 \cdot 15 \times 100}{100} = 2,25 \text{ cm}^2$$

espacement $\Delta = 20 \text{ cm}$.

Ferrailage adopté

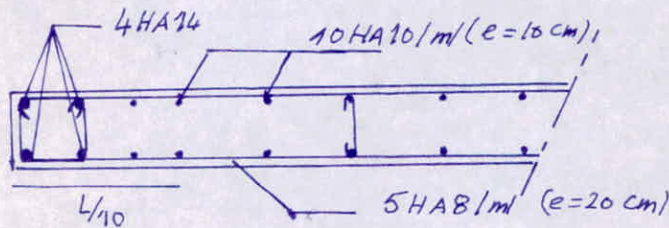
zone tendue : 10 HA 10/m à l'extrémité (potelet) 4 HA 14

Armatures transversales

potelet 1 cadre de $\phi 8$ espacé de 10 cm.

partie courante : épingle de $\phi 8$. 5 $\phi 8$ par m.

Armatures horizontales 5 HA 8/m/face.



(Niveau I et II)

Voile avec ouvertures

Soit le voile V_{t3} .

1) trameau I Niveau I (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage)

$$M = 37,788 \text{ t.m}$$

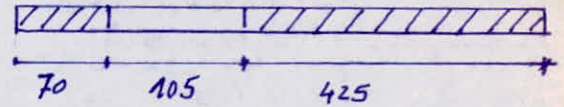
$$N_{\max} = 82,887 \text{ t.}$$

$$N_{\min} = 14,24 \text{ t.}, T = 18,42 \text{ t.}$$

$$h_t = 425 \text{ cm}$$

$$I = 0,96 \text{ m}^4; S = 6375 \text{ cm}^2,$$

$$V = 215,2 \text{ cm.}$$



Ferraillage sous ($M; N_{\min}$).

$$e_0 = \frac{M}{N} = 2,65 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{N}{6} \frac{h_t}{6} = \frac{425}{6} = 0,70 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} e_0 > e_1 \Rightarrow \text{la section est partiellement} \\ \text{Comprimée.} \end{array} \right\}$$

$$e_0 \Rightarrow \frac{h_t}{2} = 2,125 \text{ m} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul du moment fictif

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) =$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0,00153 \quad \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9899 \\ k = 48 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 87,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} < 0$$

Verification de la section imposée par le RPA.

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} v \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 10,72 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = -6,25 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

longueur tendue

$$x = \frac{\bar{\sigma}_2 \cdot l}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} = 156,56 \text{ cm.}$$

Ferraillage de la partie tendu

$$w_{\min} = \frac{0,5 \cdot 15 \cdot 156,56}{100} = 11,74 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_{\text{calculé}}$ soit 4 HA 14 et 10 HA 10 partie courante

Arma tures horizontales

$$\bar{\varepsilon}_b = \frac{1,4 T}{b z} = \frac{1,4 \cdot 18,42}{15 \cdot \frac{1}{8} \cdot 425} = 4,62 \text{ cm}^2 < 0,025 \bar{\sigma}'_{28} = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{\bar{\varepsilon}_b \cdot S}{\sigma_{sc}} \cdot 100 < 0$$

$$A_h = \frac{0,15 \cdot 15 \cdot 100}{100} = 2,25 \text{ cm}^2. \text{ Soit 5 HA 8/ml / face } e = 20 \text{ cm.}$$

Armatures transversales

potelés : on prend un cadre $\phi 8$ espacé de 10 cm.

partie courante : des épingles de $\phi 8$, soit $5 \phi 8 / m^2$.

Verification des Contraintes avec N_{max} .

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} S \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 21,47 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 4,53 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} < \bar{\sigma}_b \text{ (Vérifié)}$$

trameau I (Niveau II RDC)

$$M = 96,615 \text{ t.m.} ; N = 118,478 \text{ t.} \quad N_{min} = 25,07 \text{ t.}$$

$$h_t = 425 \text{ cm.} \quad I = 0,96^{max} ; S = 6375 \text{ cm}^2, T = 18,42 \text{ t.} ; V = 215,5 \text{ cm.}$$

Sous (N_{min}, M)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{96,615}{25,07} = 3,85 \text{ m.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{425}{6} = 0,70 \text{ m.}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$e_0 > \frac{h_t}{2} = 2,125 \text{ m} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 1,5 \sigma_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul du moment fictif.

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 146,88 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,01936 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9390 \\ k = 67 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 62,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 8,76 \text{ cm}^2$$

$$A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,79 \text{ cm}^2$$

Verification de la section imposé par le RPA.

$$\sigma_1 = 25,62 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = -17,75 \text{ kg/cm}^2$$

largeur de la zone tendue.

$$x = \frac{\sigma_2 \cdot h_t}{\sigma_1 + \sigma_2} = 173,94 \text{ cm.}$$

$$w_{min} = 0,5 \frac{0,15 \cdot 173,94}{100} = 13,04 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{cal}$ on prévoit 6HA12 potelés et 10HA10 partie courante.

Armatures horizontales.

$$w = \frac{\epsilon - \delta}{\sigma_{en}} \cdot 100 < 0$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 18,42 \cdot 10^2}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 425} = 4,62 \text{ cm}^2 < 0,025 \bar{\sigma}_{28} = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_h = \frac{0,15 \cdot 15 \cdot 100}{100} = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5HA8 / ml / \text{face } e = 20 \text{ cm.}$$

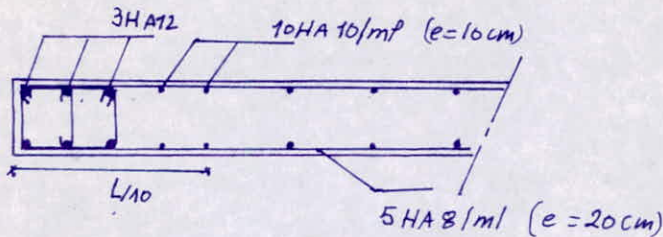
Armatures transversales

potelets : on prend un cadre $\phi 8$ espace de 10cm.
 partie courante : epingle $\phi 8$ soit $5 \phi 8$ par m^2 .

Verification des Contrainte par N_{max}

$$\sigma_1 = 40,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_2 = -3,108 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$



(Niv I

2) trumeau II (Niveau R.D.C + 1 étage)

$$M = 0,433 \text{ t.m}, N_{max} = 53,39 \text{ t}; N_{min} = -8,458; T = 0,082 \text{ t.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 0,051 \text{ m}, e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{70}{6} = 0,116 \text{ m}; \frac{ht}{2} = 0,35 \text{ m}. (N < 0, e_0 < \frac{ht}{2}) \Rightarrow \text{s.e.t}$$

$$d_1 = d_2 = 12 \text{ cm}; h = h_t - d = 58 \text{ cm}; \delta = h_t - d_1 - d_2 = 46 \text{ cm}; l_1 = \frac{ht}{2} + e_0 - d_1 = 0,28 \text{ m}$$

$$l_2 = \frac{ht}{2} - e_0 - d_1 = 0,179 \text{ m}; A_1 = \frac{N l_2}{\delta \bar{\sigma}_a} = \frac{8,458 \cdot 10^3 \cdot 0,179}{46 \cdot 4200} = 0,78 \text{ cm}^2; A_2 = 1,23 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = \frac{0,5 \times 70 \times 15}{100} = 5,25 \text{ cm}^2. \text{ d'ou } A_{min} > (A_1; A_2) \text{ soit } 4T14 \text{ potelets} \\ + 2HA10/\text{face}$$

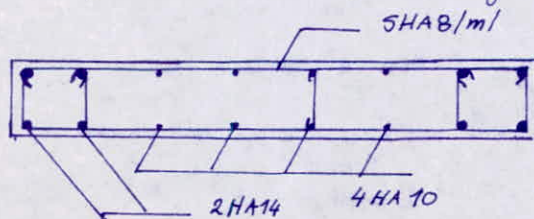
Armatures horizontales

$$\tau = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot z} = 0,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\omega = \frac{\tau - 8}{6 \text{ cm}} \cdot 100 < 0 \rightarrow 0,15\%$$

$$A_h = \frac{0,15 \cdot 15 \cdot 100}{100} = 2,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 5HA8/\text{mP}/\text{face}.$$

on adopte le même ferrailage pour le niveau II. (2^{ème}, 3^{ème} & 4^{ème} étage).



Ferraillage des Linteaux

Les linteaux seront calculés et ferrailés en flexion simple comme des poutres encastrées à leurs extrémités sous l'effet de:

- M_e : Moment d'encastrement
- M_t : moment en travée
- T : effort tranchant.

charges et surcharges: le linteau est soumis à:

- q_G (t/ml): son poids propre + poids propre du plancher qui lui revient.
- q_p (t/ml): surcharge d'exploitation due au plancher.
- q_H (t/ml): surcharges dues au seisme horizontal

Effort tranchant: l'effort tranchant est la somme de tous les efforts tranchants agissant sur le linteau.

$$T = T_G + T_p + T_H.$$

avec $T_G = q_G \cdot \frac{l}{2}$; $T_p = q_p \cdot \frac{l}{2}$; $T_H = 1,4 \pi$ (1 π effort tranchant ds un elt de refend).

- Moment flechissant.

le moment flechissant sollicitant le linteau est la combinaison de tous les moments résultant des effort agissant sur le linteau.

Moment d'encastrement: $M_e = (q_G + q_p) \frac{l^2}{12} + 1,4 \pi \frac{l}{2}$.

Moment en travée: $M_t = (q_G + q_p) \frac{l^2}{24}$.

- Contrainte admissibles

Contrainte de cisaillement: $\bar{\tau} = 0,12 \sqrt{f_{28}} = 33 \text{ kg/cm}^2$.

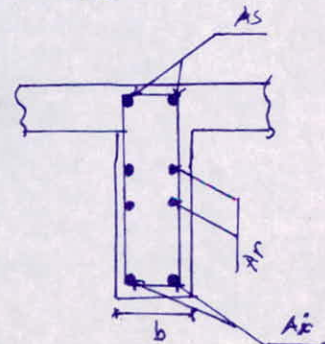
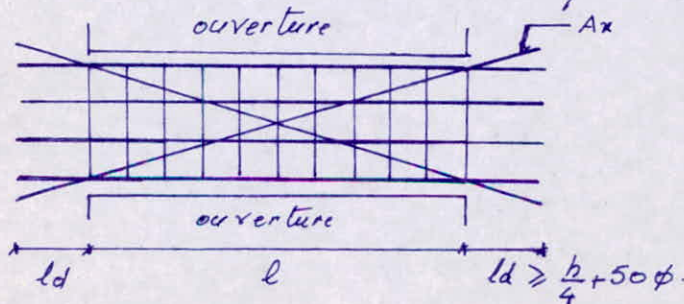
Contrainte de flexion: $\bar{\sigma}_b = 0,45 \sqrt{f_{28}} = 266,25 \text{ cm}^2$.

Contrainte de traction du béton: $\bar{\sigma}_b = 1,25 \bar{\sigma}_b = 7,375 \text{ kg/cm}^2$.

Contrainte de traction des aiers: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Prescription - relatives au ferrailage des linteaux.

les armatures doivent être ancrées et disposées dans les trumeaux suivant le croquis ci-dessous.



$$A_s, A_t \geq 0,0015 b \cdot h$$

$$A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$$

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot t$$

$$A_s \geq 0,0015 b \cdot h \quad \text{si} \quad \bar{\epsilon}_b \geq 0,06 \sqrt{f_{28}}$$

Linteau du voile V_{t3} .

caractéristiques géométriques.

$h_t = 0,85 \text{ m}$, $l = 1,05 \text{ m}$, $b = 0,15 \text{ m}$,
charges transmises au linteau.

charges permanentes: - son poids propre $= 0,15 \cdot 0,85 \cdot 2,5 = 0,3187$
- poids propre du plancher $= 0,478 \cdot 1,43 + 0,749 \cdot 1,43$

- surcharges d'exploit.

$$q_p = 1,43(0,145 + 0,350) = 0,751 \text{ t/ml.}$$

$$G_p = 1,75 \text{ t/ml.}$$

charge due au seisme transversal $\pi = 7,623 \text{ t}$.

* Effort tranchants

$$T_G = q_G \frac{l}{2} = 0,918 \text{ t}$$

$$T_p = 0,39 \text{ t}$$

$$T_H = 7,623 \times 1,4 = 10,672$$

$$T = 11,98 \text{ t}$$

* Moments flechissants

$$M_e = (q_G + q_p) \frac{l^2}{12} + 1,4 \pi \frac{l}{2} = 5,83 \text{ t.m.}$$

$$M_t = (q_G + q_p) \frac{l^2}{24} = 0,115 \text{ t.m.}$$

Ferrailage.

- Aciers supérieurs (A_s)

$$M_e = 5,83 \text{ t.m.}$$

$$h = h_t - 2 = 83 \text{ cm}, b = 15 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0201 \rightarrow \epsilon = 0,9379, k = 65,1.$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{67,5} = 60,43 \text{ kg/cm}^2 < 206,25 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{pas d'aciers comp.}$$

$$A = \frac{5,83 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,93208 \cdot 83} = 1,78 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{0,15 \cdot 0,85}{100} \cdot 14 \text{ t} = 1,91 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} > A_{cal} \Rightarrow \text{soit } A = 1,91 \text{ 2T12 (A=2,26 cm}^2).$$

- Aciers inférieurs (A_i) $M_t = 0,115 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,00039 \rightarrow k = 540; \epsilon = 0,9910$$

$$\sigma'_b = 7,77 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A = 0.$$

$$A = 0,033 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,91 \text{ cm}^2 > A_{cal} \Rightarrow \text{soit 2T12 (A=2,26 cm}^2)$$

- Aciers de repartition.

$$A_r \geq 0,002 b \cdot h_t = 2,55 \text{ cm}^2 \text{ soit 6T8 (A=3,01 cm}^2).$$

soit 3T8 par face $e = 19,3$

$$\text{ancrage des barres } l_d \geq \frac{h}{4} + 50 \phi = \frac{85}{4} + 50 \times 1,2 = 90 \text{ cm}$$

Aciers transversales.

$$s \leq \frac{ht}{4}$$

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot s = 0,0025 \cdot 15 \cdot \frac{83}{4} = 0,8 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 1 cadre } \phi 8 (1 \text{ cm}^2)$$

écartement des armatures transversales

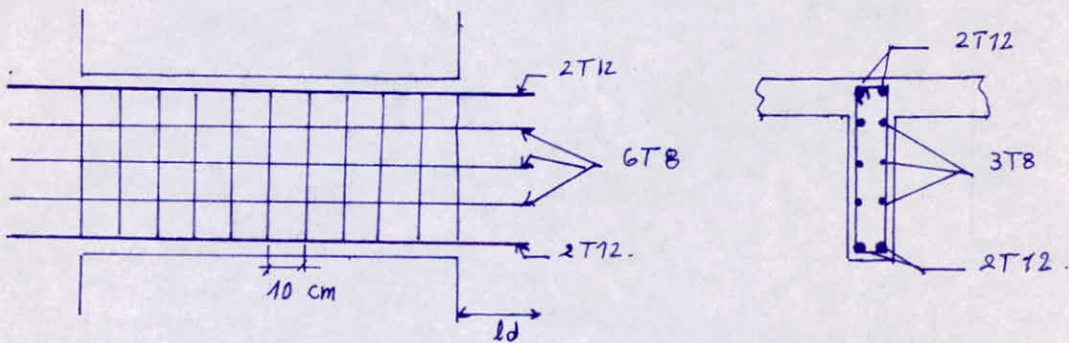
$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{4} = 21,25 \text{ cm} \\ A_t \cdot \frac{f_c}{f_{at}} = 1 \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{83 \cdot 4200 \times 1}{11,98 \times 10^3} = 25,46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on choisit $s = 10 \text{ cm}$

Aciers supplémentaires (dans les angles).

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 11,98}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 83} = 15,40 < 0,08 \sigma_{23} \cdot 8 = 16,5 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ pas d'armatures supplémentaires.



CHARGES VERTICALES

Introduction

Le contreventement des bâtiments est assuré par les voiles (longitudinales et transversales) qui reprennent la totalité des efforts sismiques, ainsi donc des portiques transversaux (porteurs) et les poutres longitudinales de chaînage seront calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre (G+1,2P).

- Dans le sens transversal, on étudiera le portique porteur le plus défavorable (2-2).
- Dans le sens longitudinal on fera un chaînage des poutres longitudinales non porteuses.

La méthode utilisée pour le calcul du portique transversal est celle de Caquot

Exposition de la méthode de Caquot

Dans cette méthode:

- les poutres sont solidaire des poteaux; - moment d'inertie des poteaux constants.
- les déplacements horizontaux des planchers sont négligeables.

Le principe consiste à considérer chaque nœud, et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui, et de la résistance offerte par les tronçons inf et sup des poteaux. aboutissant au nœud considéré (tronçons sup n et inf s) on détache de chaque côté du travées fictives désignées par l'.

$$l'_w = 0,8 l_w ; \text{ et } l'_e = 0,8 l_e \text{ (travées intermédiaires).}$$

On détache dessus et au dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux $h'_n = 0,9 h_n$ (le nœud considéré appartient à l'avant dernier étage). $h'_s = 0,8 h_s$ et $h'_s = 0,8 h'_s$ dans les autres cas.

Soient:

q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_c sur celle de droite).

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à une distance a_w du nu de l'appui (Q_c, Q_c travée de droite).

$$\text{On pose : } q_w = \frac{I_w}{l'_w} ; k_e = \frac{I_e}{l'_e} ; k_s = \frac{I_s}{h'_s} ; k_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$D = k_w + k'_e + k_n + k_s$$

les moments dans les sections dangereuses sont en valeurs absolues.

- Au nu de l'appui dans la travée de gauche

$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_n (1 - \frac{k_w}{D})$$

- Au nu de l'appui dans la travée de droite

$$M_e = M'_e (1 - \frac{k_e}{D}) + M'_w \frac{k_e}{D}$$

- Au nu inférieur des poutres (ds poteau inf)

$$M_s = k_s / D (M'_e - M'_w)$$

- Au nu supérieur des planchers (ds poteaux sup).

$$M_n = k_n / D (M'_e - M'_w)$$

Remarque: M_e ; M_w sont négatif (poutres)

pour les poteaux; la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des 2 valeurs absolues M'_e et M'_w la force tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Caracteristiques geometriques du portique transversal

NIV	Nœud	l_w [m]	l_e [m]	h_n [m]	h_s [m]	$I_w \cdot 10^3$ [m ⁴]	$I_e \cdot 10^3$ [m ⁴]	$I_n \cdot 10^3$ [m ⁴]	$I_s \cdot 10^3$ [m ⁴]	l'_w [m]	l'_e [m]	h'_n [m]	h'_s [m]	$K_w \cdot 10^3$ [m ³]	$K_e \cdot 10^3$ [m ³]	$K_n \cdot 10^3$ [m ³]	$K_s \cdot 10^3$ [m ³]	$D \cdot 10^3$ [m ³]
6	1	/	4,30	/	2,7	/	1,6	/	1,25	/	3,44	/	2,16	/	0,465	/	0,579	1,044
	2	4,30	2,65	/	2,7	1,6	1,6	/	1,25	3,44	2,12	/	2,16	0,465	0,755	/	0,579	1,799
	3	2,65	4,30	/	2,7	1,6	1,6	/	1,25	2,12	3,44	/	2,16	0,755	0,465	/	0,579	1,799
	4	4,30	/	/	2,7	1,6	/	/	1,25	3,44	/	/	2,16	0,465	/	/	0,579	1,044
5	1	/	4,30	2,7	2,7	/	1,6	1,25	1,25	/	3,44	2,16	2,16	/	0,465	0,514	0,579	1,558
	2	4,30	2,65	2,7	2,7	1,6	1,6	1,25	1,25	3,44	2,12	2,16	2,16	0,465	0,755	0,514	0,579	2,313
	3	2,65	4,30	2,7	2,7	1,6	1,6	1,25	1,25	2,12	3,44	2,16	2,16	0,755	0,465	0,514	0,579	2,313
	4	4,30	/	2,7	2,7	1,6	/	1,25	1,25	3,44	/	2,16	2,16	0,465	/	0,514	0,579	1,558
4 3 2	1	/	4,30	2,7	2,7	/	1,6	1,25	1,25	/	3,44	2,16	2,16	/	0,465	0,579	0,579	1,623
	2	4,30	2,65	2,7	2,7	1,6	1,6	1,25	1,25	3,44	2,12	2,16	2,16	0,465	0,755	0,579	0,579	1,913
	3	2,65	4,30	2,7	2,7	1,6	1,6	1,25	1,25	2,12	3,44	2,16	2,16	0,755	0,465	0,579	0,579	1,913
	4	4,30	/	2,7	2,7	1,6	/	1,25	1,25	3,44	/	2,16	2,16	0,465	/	0,579	0,579	1,623
1	1	/	4,30	2,7	0,8	/	1,6	1,25	1,25	/	3,44	2,16	0,64	/	0,465	0,579	1,953	2,997
	2	4,30	2,65	2,7	0,8	1,6	1,6	1,25	1,25	3,44	2,12	2,16	0,64	0,465	0,755	0,579	1,953	3,752
	3	2,65	4,30	2,7	0,8	1,6	1,6	1,25	1,25	2,12	3,44	2,16	0,64	0,755	0,465	0,579	1,953	3,752
	4	4,30	/	2,7	0,8	1,6	/	1,25	1,25	3,44	/	2,16	0,64	0,465	/	0,579	1,953	2,997

Moments sous G

Niveau	Noeud	q_w [t/m]	q_e [t/ml]	M'_w [t.m]	M'_e [t.m]	M_w	M_e	M_n	M_d
6	1	/	1,12	/	1,56	/	0,86	/	0,86
	2	1,12	1,12	1,56	0,59	1,31	1,00	/	0,31
	3	1,12	1,54	0,59	2,14	1,24	1,74	/	0,50
	4	1,54	/	2,14	/	1,19	/	/	1,19
5	1	/	1,59	/	2,21	/	1,55	0,73	0,82
	2	1,59	1,88	2,21	0,99	1,96	1,39	0,27	0,30
	3	1,88	1,43	0,99	1,99	1,32	1,79	0,22	0,25
	4	1,43	/	1,99	/	1,40	/	0,656	0,74
4 3 2	1	/	1,59	/	2,21	/	1,58	0,79	0,79
	2	1,59	1,88	2,21	0,99	1,91	1,47	0,22	0,22
	3	1,88	1,43	0,99	1,99	1,38	1,75	0,18	0,18
	4	1,43	/	1,99	/	1,42	/	0,71	0,71
1	1	/	1,59	/	2,21	/	1,87	0,427	1,439
	2	1,59	1,88	2,21	0,99	2,05	1,23	0,188	0,635
	3	1,88	1,43	0,99	1,99	1,19	1,87	0,154	0,520
	4	1,43	/	1,99	/	1,68	/	0,38	1,30

Moments Sous P

Niveau	Nœud	q_w [t/ml]	q_e [t/ml]	M_w'	M_e'	M_w	M_e	M_n	M_d
6	1	/	0,261	/	0,36	/	0,20	/	0,20
	2	0,261	0,261	0,96	0,14	0,30	0,23	/	0,07
	3	0,261	0,261	0,14	0,36	0,23	0,30	/	0,07
	4	0,261	/	0,36	/	0,20	/	/	0,20
5	1	/	0,70	/	0,97	/	0,97	0,32	0,36
	2	0,70	0,98	0,97	0,52	0,88	0,67	0,10	0,11
	3	0,98	0,63	0,52	0,88	0,64	0,81	0,08	0,09
	4	0,63	/	0,88	/	0,61	/	0,29	0,32
4 3 2	1	/	0,70	/	0,97	/	0,69	0,34	0,35
	2	0,70	0,98	0,97	0,52	0,86	0,58	0,14	0,14
	3	0,98	0,63	0,52	0,88	0,66	0,79	0,07	0,07
	4	0,63	/	0,88	/	0,64	/	0,32	0,32
1	1	/	0,70	/	0,97	/	0,82	0,19	0,63
	2	0,70	0,98	0,97	0,52	0,91	0,61	0,07	0,23
	3	0,98	0,63	0,52	0,88	0,59	0,83	0,06	0,18
	4	0,63	/	0,88	/	0,74	/	0,17	0,57

Moments et Efforts tranchants dans les poutres.

Sous G

Niv	travée	l (m)	q (t/ml)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
6	1-2	4,30	1,12	0,86	1,31	2,303	-2,513
	2-3	2,65	1,12	1,00	1,24	1,393	-1,574
	3-4	4,30	1,54	1,74	1,19	3,439	-3,183
5	1-2	4,30	1,59	1,55	1,96	3,323	-3,513
	2-3	2,65	1,88	1,39	1,32	2,517	-2,464
	3-4	4,30	1,43	1,79	1,40	3,165	-2,984
4 3 2	1-2	4,30	1,59	1,58	1,91	3,342	-3,495
	2-3	2,65	1,88	1,47	1,38	2,525	-2,457
	3-4	4,30	1,43	1,75	1,42	3,151	-2,998
1	1-2	4,30	1,59	1,87	2,05	3,377	-3,460
	2-3	2,65	1,88	1,23	1,19	2,506	-2,476
	3-4	4,30	1,43	1,87	1,68	3,118	-3,030

Sous P.

Niv	Travée	l (m)	q (t/ml)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te (t)
6	1-2	4,30	0,261	0,20	0,30	0,538	-0,584
	2-3	2,65	0,261	0,23	0,23	0,346	-0,346
	3-4	4,30	0,261	0,30	0,20	0,584	-0,538
5	1-2	4,30	0,70	0,97	0,88	1,526	-1,484
	2-3	2,65	0,98	0,67	0,64	1,310	-1,287
	3-4	4,30	0,63	0,81	0,61	1,401	-1,308
4 3 2	1-2	4,30	0,70	0,69	0,86	1,465	-1,544
	2-3	2,65	0,98	0,70	0,66	1,314	-1,283
	3-4	4,30	0,63	0,79	0,64	1,389	-1,320
1	1-2	4,30	0,70	0,82	0,91	1,484	-1,526
	2-3	2,65	0,98	0,61	0,59	1,306	-1,291
	3-4	4,30	0,63	0,83	0,74	1,308	-1,401

Moments en trave des poutres

Niveau	Travée	l [m]	$\frac{M_w + M_e}{2}$	G + 1,2 P		
				q	M ₀	M _t
6	1-2	4,30	1,085	1,381	3,192	2,107
	2-3	2,65	1,316	1,381	1,212	0,104
	3-4	4,30	2,314	1,801	4,162	1,848
5	1-2	4,30	2,641	2,29	5,212	2,651
	2-3	2,65	1,918	2,86	2,510	0,592
	3-4	4,30	2,282	2,06	4,761	2,479
3 2 4	1-2	4,30	2,626	2,29	5,293	2,667
	2-3	2,65	1,952	2,86	2,510	0,558
	3-4	4,30	2,285	2,06	4,761	2,476
1	1-2	4,30	1,96	2,29	5,293	3,332
	2-3	2,65	1,21	2,86	2,510	1,300
	3-4	4,30	1,775	2,06	4,761	2,986

Moments et efforts tranchants dans les poutres

Niveau	Travée	G + 1,2 P				
		M _w	M _t	M _e	T _w	T _e
6	1-2	-1,06	2,107	-1,61	2,841	-3,097
	2-3	-1,23	-0,104	-1,47	1,739	-1,920
	3-4	-2,04	1,848	-1,39	4,023	-3,721
5	1-2	-2,52	2,651	-2,84	4,849	-4,997
	2-3	-2,06	0,592	-1,96	3,827	-4,292
	3-4	-2,60	2,479	-2,01	4,566	-4,292
4 3 2	1-2	-2,27	2,667	-2,77	4,807	-5,039
	2-3	-2,17	0,558	-2,04	3,839	-3,74
	3-4	-2,54	2,476	-2,06	4,540	-4,318
1	1-2	-2,69	3,332	-2,96	4,861	-4,780
	2-3	-1,84	1,300	-1,78	3,812	-3,767
	3-4	-2,70	2,986	-2,42	4,426	-4,431

Ferrailage des poutres transversales

Sections d'aciers aux appuis

Niv	Appui	$M_{max} (t.m)$	μ	K	ϵ	$A_{cal} [cm^2]$	A_{adop}	nb de ϕ	\sqrt{b}
5	1	1,06	0,0138	81	0,9479	1,08	3,39	3T12	34,6
	2	1,61	0,0210	63,5	0,9363	1,66	3,39	3T12	44,1
	3	2,04	0,0266	55,5	0,9191	2,12	3,39	3T12	50,5
	4	1,39	0,0181	69,5	0,9408	1,43	3,39	3T12	40,3
4	1	2,52	0,0329	49,2	0,9221	2,64	4,52	4T12	56,9
	2	2,84	0,0370	45,8	0,9178	2,98	4,52	4T12	61,1
	3	2,60	0,0339	48,2	0,9209	2,72	4,52	4T12	59,1
	4	2,01	0,0262	56	0,9296	2,10	4,52	4T12	50
3	1	2,27	0,0296	52,6	0,9299	2,37	4,52	4T12	53,3
	2	2,77	0,0361	46,6	0,9188	2,91	4,52	4T12	60,1
1	3	2,54	0,0331	49	0,9219	2,66	4,52	4T12	57,1
	4	2,06	0,0269	55,5	0,9291	2,14	4,52	4T12	50,4
0	1	2,69	0,0351	47,4	0,9299	2,82	4,52	4T12	59,1
	2	2,96	0,0386	44,8	0,9164	3,12	4,52	4T12	62,5
	3	2,70	0,0352	47,2	0,9196	2,83	4,52	4T12	59,3
	4	2,42	0,0316	50,5	0,9237	2,53	4,52	4T12	55,4

section d'aciers en travées

Niv	travée	M_t	μ	K	ϵ	A_{cal}	A_{ad}	ϕ	\sqrt{b}
5	1-2	2,107	0,0275	54,5	0,9281	2,19	3,39	3T12	51,38
	2-3	-0,104	0,0013	280	0,9831	0,702	3,39	5T12	10
	3-4	1,848	0,0241	59	0,9324	1,91	3,39	3T12	47,5
4	1-2	2,651	0,0346	47,8	0,9204	2,78	4,52	4T12	58,6
	2-3	0,592	0,0077	111	0,9603	0,59	3,39	3T12	25,2
	3-4	2,479	0,0323	49,8	0,9228	2,59	4,52	4T12	26,2
3	1-2	2,667	0,0348	44,8	0,9764	2,81	4,52	4T12	62,5
	2-3	0,558	0,0078	115	0,9615	0,56	3,39	3T12	24,3
1	3-4	2,476	0,0323	49,8	0,9228	2,59	4,52	4T12	56,2
0	1-2	3,332	0,0435	44,6	0,9117	3,53	4,52	4T12	67,5
	2-3	1,300	0,0169	72	0,9425	1,33	3,39	3T12	38,9
	3-4	2,986	0,0389	44,6	0,9161	3,15	4,52	4T12	62,8

Efforts Normaux dans les Poteaux

Sous G

Niv	Pot	Tw	Te	N	Ncum
6	1	/	2,30	2,30	2,30
	2	-2,51	1,39	3,91	3,91
	3	-1,57	3,44	5,01	5,01
	4	-3,18	/	3,18	3,18
5	1	/	3,32	3,32	5,63
	2	-3,51	2,52	6,03	9,94
	3	-2,46	3,16	5,63	10,64
	4	-2,98	/	2,98	6,17
4	1	/	3,34	3,34	8,97
	2	-3,49	2,52	6,02	15,96
	3	-2,46	3,15	5,61	16,25
	4	-3,02	/	3,02	9,16
3	1	/	3,34	3,34	12,31
	2	-3,49	2,52	6,02	21,97
	3	-2,46	3,15	5,61	21,86
	4	-3,02	/	3,02	12,16
2	1	/	3,34	3,34	15,65
	2	-3,49	2,52	6,02	27,99
	3	-2,46	3,15	5,61	27,47
	4	-3,02	/	3,02	15,16
1	1	/	3,38	3,38	19,03
	2	-3,46	2,51	5,97	33,43
	3	-2,48	3,12	5,59	33,06
	4	-3,03	/	3,03	18,19

Sous P

Niv	Pot	Tw	Te	N	Ncu
6	1	/	0,54	0,54	0,54
	2	-0,58	0,35	0,93	0,93
	3	-0,35	0,58	0,93	0,93
	4	-0,54	/	0,54	0,54
5	1	/	1,58	1,53	2,06
	2	-1,48	1,31	2,79	3,72
	3	-1,29	1,40	2,67	3,62
	4	-1,31	/	1,31	1,85
4	1	/	1,46	1,46	3,52
	2	-1,54	1,31	2,86	6,58
	3	-1,28	1,39	2,67	6,29
	4	-1,32	/	1,32	3,17
3	1	/	1,46	1,46	4,99
	2	-1,54	1,31	2,86	9,44
	3	-1,28	1,39	2,67	8,96
	4	-1,32	/	1,32	4,48
2	1	/	1,46	1,46	6,46
	2	-1,54	1,31	2,86	12,30
	3	-1,28	1,39	2,67	11,63
	4	-1,32	/	1,32	5,81
1	1	/	1,48	1,48	7,94
	2	-1,53	1,31	2,83	15,13
	3	-1,29	1,31	2,60	14,24
	4	-1,40	/	1,40	7,21

Moments et efforts Normaux dans les poteaux

Niveau	Poteau	Poids Propre	Moments aux Nœuds		N	M _{inf}	M _{sup}	Ncum
			M _n	M _s				
6	1	0,949	1,06	3,190	1,05	1,06	3,19	
	2	0,949	-0,38	5,185	1,27	0,38	5,185	
	3	0,949	0,57	6,898	0,30	0,57	6,892	
	4	0,949	-1,39	4,670	0,946	1,39	4,67	
5	1	0,949	1,05	5,198	1,13	1,18	9,588	
	2	0,949	-1,27	9,173	0,30	0,41	15,558	
	3	0,949	0,30	9,266	0,85	0,34	16,158	
	4	0,949	-0,946	5,241	1,03	1,06	9,941	
4	1	0,949	1,13	5,156	1,13	1,14	15,344	
	2	0,949	-0,30	9,887	0,30	0,30	25,385	
	3	0,949	0,85	9,889	0,25	0,85	25,387	
	4	0,949	-1,03	5,267	1,03	1,03	15,178	
3	1	0,949	1,13	5,156	1,13	1,14	21,10	
	2	0,949	-0,30	9,887	0,30	0,30	35,812	
	3	0,949	0,85	9,889	0,25	0,85	34,616	
	4	0,949	-1,03	5,267	1,03	1,03	20,445	
2	1	0,949	1,13	5,156	1,13	1,14	26,856	
	2	0,949	-0,30	9,887	0,257	0,30	45,039	
	3	0,949	0,85	9,833	0,209	0,85	43,845	
	4	0,949	-1,03	5,267	0,554	1,03	38,084	
1	1	0,367	0,644	5,288	2,07	2,07	54,195	
	2	0,367	-0,257	9,165	0,87	0,87	54,195	
	3	0,367	0,209	8,561	0,70	0,70	52,1406	
	4	0,367	-0,754	4,198	1,87	1,87	34,101	

Ferraillage des poteaux

Les poteaux seront calculés en compression simple, chaque poteau est soumis à un effort normal de compression. le ferraillage sera déterminé suivant les sollicitations du 1^{er} genre la section d'armatures longitudinale en compression doit vérifier les 3 conditions suivantes:

$$- A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$- A_L \geq A'_n \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} - B \right)$$

$$- A_L \leq B/20$$

avec - $\theta_1 = 1,8$ poteau d'angle

$\theta_1 = 1,4$ poteau de rive

$\theta_1 = 1,0$ " intermédiaire.

$$- \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{a}$$

l_c : longueur de flambement

a : plus petite dimension.

c : enrobage des armatures.

$$- \theta_3 = 1 + 2160 / \bar{\sigma}_{bc}$$

flambement.

L'élanement $\lambda = \frac{l_c}{i}$ i : rayon de giration

$l_c = 0,7l_0$ pour un pilier de bâtiment à étages multiples Construit dans un massif de fondation, assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui et le transversant.

$l_c = 0,9$ → autres cas

l_0 : longueur libre du poteau.

pour $\lambda < 50$: les poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet de leur déformations.

Pour notre cas les poteaux sont considérés comme des pièces courtes $\frac{l_c}{a} < 14,4$; $\frac{l_c}{a} = \frac{3100}{35} = 8,86$

les règlements du R.P.A. exigent:

• les barres longitudinales doivent être des barres à haute adhérence avec un diamètre minimum (14 mm).

• les crochets sont strictement interdits dans les zones de recouvrement.

• La longueur minimum de recouvrement est de 50ϕ , on ferraillera le poteau le plus sollicité et on adoptera le même ferraillage pour les autres poteaux.

Détermination de la section d'armatures comprimées.

$$A' = \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} - B)n$$

n : coefficient d'équivalence

B : section du béton

N : effort de compression.

$$A' = (54195/68,5 - 35 \times 35) \cdot 15 < 0$$

donc on a affaire à un ferraillage minimum (CCBA CCBA)

$$\bar{\omega}' = \frac{A'}{B} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,259 \cdot 1,514 \cdot \frac{54195}{68,5} = 0,26\%$$

$$A_{min} = 3,23 \text{ cm}^2$$

le pourcentage minimum donné par le RPA est de 1% en zone II

$$d'où A' \geq \frac{1}{100} \times 35 \times 35 = 12,25 \text{ cm}^2$$

on adoptera donc 8 HA 14 $A' = (12,31 \text{ cm}^2)$
Armatures transversales:

$$A_{t \min} = 0,004 \cdot t \cdot \max(b, h_e)$$

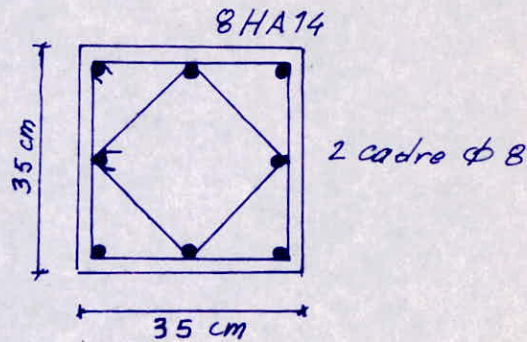
zone Courante $t \leq 12 \phi = 16,8$

zone nodale $t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm})$

donc on prendra $t = 15 \text{ cm} \rightarrow$ zone Courante
 $t = 13 \text{ cm} \rightarrow$ zone nodale.

$$A_{t \min} = 0,004 \cdot 15 \cdot 35 = 2,1 \text{ cm}^2$$

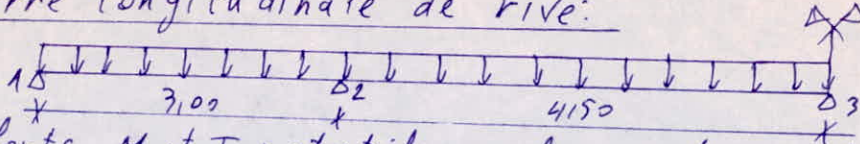
on adoptera 2 cadre de $\phi 8$.



POUTRES LONGITUDINALES

Les charges qui agissent sur les poutres sont très faible pour cela, les poutres seront considérées comme simplement appuyées sur les poteaux et sollicitées en flexion simple. Le calcul des efforts relatifs à chaque poutre est fait séparément selon le cas, soit par la méthode des trois moments soit par la méthode forfaitaire.

Poutre longitudinale de rive:



les efforts M et T relatifs à chacune des poutres sont donnés dans le tableau ci-après. M [Kg.m] et t [t].

Niv	G	P	G+1,2P	M_1	M_2	M_3	M_{t1}	M_{t2}	T_{1d}	T_{2g}	T_{2d}	T_{3g} T_{3d}
P.T	442,4	52,5	505,4	170,6	731	876	152	475	570,5	-945	1104	-1168,5
P.C	1190,9	92	1304,3	439,2	1883,7	2257	392	1224	1470,5	-2433	2844	-3040,3

Ferrailage:

Plancher Terrasse:

* en travée:

$$M_t = 475 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,0174 \rightarrow K = 71 \quad E = 0,9419$$

$$\sigma_b' = 2800/71 = 39,4 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 0,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12 \quad (3,39 \text{ cm}^2)$$

* Sur appui:

$$M_a = 876 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,032 \rightarrow K = 49,8; E = 0,9228$$

$$A_a = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T12 \quad (3,39 \text{ cm}^2)$$

Plancher courant

* en travée:

$$M_t = 1224 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0450 \rightarrow K = 27,9 \quad E = 0,8834 \rightarrow A = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 3T12 \quad (A = 3,39 \text{ cm}^2)$$

* Sur appui:

- appui intérieur:

$$M_a = 2256,8 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,0829 \rightarrow K = 27,9 \quad E = 0,8834 \rightarrow A = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4T12 \quad (4,52 \text{ cm}^2)$$

- appui de rive:

$$M_a = 439,2 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow K = 74 \quad E = 0,9438 \rightarrow A = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 3T12 \quad (3,39 \text{ cm}^2)$$

Tableau récapitulatif:

Niv Sect	A_{cal}	A_{adopt}	A_{a1}^{cal}	A_{a1}^{adopt}	A_{a3}^{cal}	A_{a3}^{adopt}
P.T	0,67	3,39	0,23	3,39	1,25	3,39
P.C	1,78	3,39	0,62	3,39	3,38	4,52

Verifications:

1) Verifications des contraintes:

Niveau Terrasse:

$b = 20 \text{ cm}$ $h = 27 \text{ cm}$

$\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h}$ $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h}$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K}$ avec $(K \text{ et } \epsilon) = f(\bar{w})$

Poutre longitudinal 1-1

Section	M ^{max} [kg.m]	ε	K	A _{cal}	A _{adopt}	\bar{w}	σ _a [kg/cm ²]	σ _b ' [kg/cm ²]
Travée	475	0,9419	71	0,67	3,39	0,628	550,97	776
Appui	876	0,9228	49,8	1,25	3,39	0,628	1037,1	20,82

Poutre longitudinal 2-2

Section	M ^{max} [kg.m]	ε	K	A _{cal}	A _{adopt}	\bar{w}	σ _a [kg/cm ²]	σ _b ' [kg/cm ²]
Travée	568	0,9367	64	0,80	3,39	0,628	662,5	10,35
Appui	1125	0,9138	43	1,68	3,39	0,628	1345	31,28

Niveau Courant

Poutre longitudinal 2-2

Section	M ^{max} [kg.m]	ε	K	A _{cal}	A _{adopt}	\bar{w}	σ _a [kg/cm ²]	σ _b ' [kg/cm ²]
Travée	1224	0,9104	40,8	1,78	3,39	0,628	1468,9	36
Appui	2257	0,8834	27,9	3,38	4,52	0,837	2093,5	75,03

Poutre longitudinal 1-1

Section	M ^{max} [kg.m]	ε	K	A _{cal}	A _{adopt}	\bar{w}	σ _a [kg/cm ²]	σ _b '
Travée	620	0,9342	61	1,18	3,39	0,628	725,1	11,9
Appui	1227	0,9104	40,8	2,40	3,39	0,628	1472,5	36,1

Condition de non fragilité:

$A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$ soit $A \geq 0,523 \text{ cm}^2$ en travée et sur appui

on vérifie la poutre la plus sollicitée: cad:

Poutre longitudinal 1-1:

Niveau terrasse: en travée: $A = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,523 \text{ cm}^2$

sur appui: $A = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,523 \text{ cm}^2$

Niveau étage courant:

en travée: $A = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,523 \text{ cm}^2$
sur appui: $A = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,523 \text{ cm}^2$

Fissuration : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{3,39}{2 \times 20 \times 3} = 0,0282$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \times \frac{0,028}{1 + 0,28} = 4375 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,628 \rightarrow K = 27,9 \quad \epsilon = 0,8834.$$

$$\rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2257 \cdot 10^2}{4,52 \cdot 0,8834 \cdot 27} = 2093,5 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien $\sigma_a = 2093,5 \text{ kg/cm}^2 < \min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2$
donc la rupture due a la fissuration n'est pas a craindre.

Fleche:

La verification de la fleche devient inutile si les conditions suivantes sont verifiees.

$$* \frac{h_t}{l} = \frac{30}{4,65} = 6,452 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{1224}{10 \cdot 3293,9} = 0,037.$$

$$* \frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,39}{20 \cdot 27} = 0,0063 < \frac{43}{\sigma_{an}} = \frac{43}{4200} = 0,01$$

$$* \frac{h_f}{l} = \frac{30}{4,65} = 6,452 > \frac{1}{16} = 0,065.$$

toutes les conditions etant verifiees, ce qui nous dispensera de la verification de la fleche.

Condition aux appuis:

outre longitudinal 1-1

Niv	Appui	T _{max} (t)	M _a (t.m)	A _{adap}	$\frac{T+M/3}{\bar{\sigma}_a}$
Terrasse	1	0,570	0,171	3,39	-0,055
	2	1,104	0,731	3,39	-0,711
	3	1,168	0,876	3,39	-0,907
etage courant et RDC	1	1,470	0,439	3,39	-0,138
	2	2,844	1,884	3,39	-1,832
	3	3,010	2,257	4,52	-2,337

on constate que dans tous les cas l'equilibre est verifie aux appuis - condition de non entrainement des barres : (aux appuis).

$$\text{on doit verifier : } \bar{\sigma}_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot z} \leq \bar{\sigma}_d.$$

Avec $\bar{\sigma}_d = 3 \bar{\sigma}_b = 3 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$

$T_{max} = 3,01 \text{ t}$

$n = 4 \text{ (barres)}$

$\rho = \pi \cdot 1,2 \cdot 3 = (7/8) h = 23,62 \text{ cm}$

d'où $\bar{\sigma}_d = \frac{3,01 \cdot 10^3}{4 \cdot \pi \cdot 1,2 \cdot 23,62} = 8,45 \text{ Kg/cm}^2 < 17,7 \text{ Kg/cm}^2$

Armatures transversales :

on doit vérifier que $\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot s} = \frac{3,01 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27} = 6,37 \text{ Kg/cm}^2$

soit $T_{max} = 3,01 \text{ t} \rightarrow M_a = 2,257 \text{ t.m} \rightarrow A = 3,38 \text{ cm}^2$

et $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \sigma'_b = 75,07 \text{ Kg/cm}^2$

d'où $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b = 19,97 \text{ Kg/cm}^2$

on a bien $\bar{\sigma}_b = 6,37 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 19,97 \text{ Kg/cm}^2$.

\Rightarrow des armatures d'ames droites.

on adopte 1 cadre T8.

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_b$ $\rho_a = \sup \left\{ \frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right\} = 0,88$.

d'où $\bar{\sigma}_{at} = 0,88 \cdot 4200 = 3696 \text{ Kg/cm}^2$

Espacement :

- selon calcul : $S = \frac{A + 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,00 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27 \cdot 3696}{3,01 \cdot 10^3} = 29 \text{ cm}$

- selon (CCBA68) :

$\bar{S}_1 = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 5,4 \text{ cm} \\ (1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}) h = 18,25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{S}_1 = 18 \text{ cm}$

- selon RPA81 :

x en zone nodale : $\bar{S}_2 = \min (h/4, 12 \phi) = 6,75 \text{ cm}$

x en zone courante : $\bar{S}_2 = h/2 = 13,5 \text{ cm}$.

Finalement on adopte :

zone nodale : $\bar{S} = \min (\bar{S}_1, \bar{S}_2) = 6,75 \text{ cm} \Rightarrow S = 6 \text{ cm}$

zone courante : $\bar{S} = \min (\bar{S}_1, \bar{S}_2) = 13,5 \text{ cm} \rightarrow S = 12 \text{ cm}$.

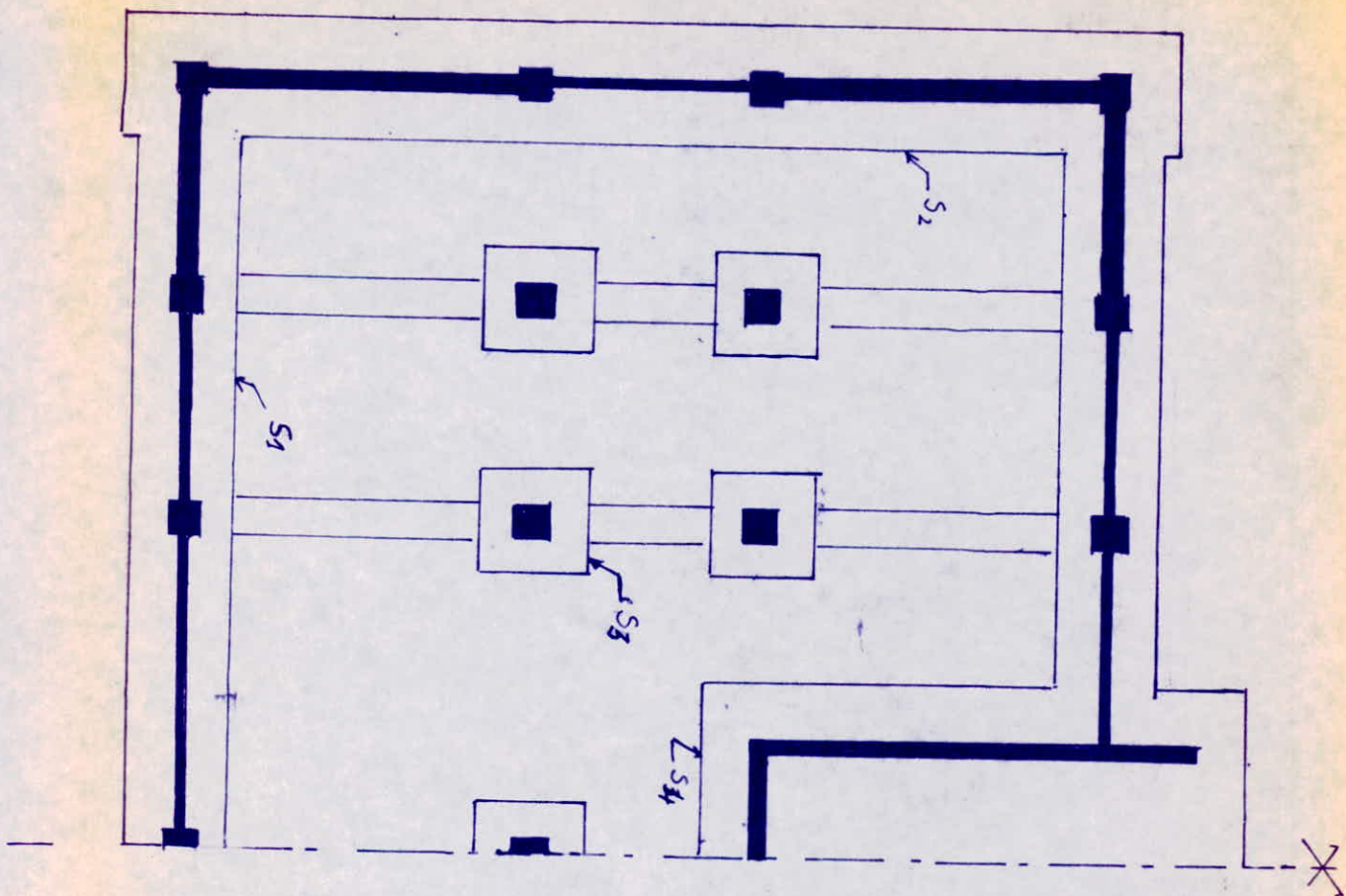
* $A_{min} = 0,003 S b$

en zone nodale : $A_{min} = 0,003 \cdot 6 \cdot 20 = 0,36 \text{ cm}^2 < 1 \text{ cm}^2$

en zone courante : $A_{min} = 0,003 \cdot 12 \cdot 20 = 0,72 \text{ cm}^2 < 1 \text{ cm}^2$.

L'armage des armatures longitudinales de rives supérieures et inférieures est fait conformément aux prescriptions du RPA 81.

(voir fig)



FONDACTIONS

Introduction

L'étude des fondations d'une construction comporte deux parties complémentaires.

- la première partie consiste à étudier le sol sur lequel va être édifiée cette construction.
 - la seconde partie consiste à étudier la stabilité des fondations leur ferrailage.
- elle permet de choisir le type de fondation qui convient.

Resultats de l'étude du sol.

1°) - Reconnaissance in situ et méthode de travail

Reconnaissance in situ a consisté en l'exécution de 7 sondages à la tarière avec réalisation des essais pressiométrique en trois sondages (SP5 ; SP6 et SP7). Les forages ont été réalisés à l'aide d'une sondeuse D9000 MENARD munie d'une tarière hélicoïdale de 63,5 mm de diamètre.

2°) Caractéristiques mécaniques du sol.

les essais pressiométriques ont été réalisés selon des intervalles d'un mètre. A partir des diagrammes de chargement obtenus à chaque niveau d'essai on calcule les caractéristiques mécaniques essentielles du terrain : module de déformation (E) et pression limite de rupture (P_e). Les valeurs de (E) et de la (P_e) sont systématiquement représentées en fonction de la profondeur pour chaque sondage.

les résultats peuvent se résumer comme suit : la pression limite varie d'un minimum de 791 KN/m^2 à un maximum de 2922 KN/m^2 .

le module pressiométrique entre un minimum de 14000 KN/m^2 à un maximum de 74500 KN/m^2 .

le rapport E/P_e montre que les sols du site sont normalement consolidés (66%) ou sur consolidés (34%).

Conclusion :

Le site retenu pour notre projet est constitué par des sables argileux ce sol présente des caractéristiques géotechniques moyennes

3°) calcul du taux de travail admissible.

La capacité portante admissible est reliée aux différents paramètres géométriques et géotechniques par la relation de MENARD.

$$\bar{\sigma}_s = K (P_e - p_0) + \gamma \cdot D.$$

où γ : poids volumique du sol (estimé à 20 KN/m^3).

D : profondeur d'encastrement de la fondation pour le niveau du terrain naturel.

K : facteur de portance, variant selon l'encastrement, la forme de la fondation, la nature du sol.

p_0 : pression horizontale au repos du terrain au niveau considéré.

P_e : pression limite équivalente au niveau d'assise.

Le taux admissible s'en déduit par application d'un coefficient de sécurité pris en général égal à 3 appliqué seulement à la première partie du 2^{ème} membre de l'expression ci-dessus.

Pour une semelle superficielle p_0 et négligeable devant p_f et on a la relation simple $\bar{\sigma}_s = k \frac{p_f}{3} + \gamma \cdot D$.

pour une semelle filante ancrée de 1,50m; $k=1$ et $\bar{\sigma}_s = \frac{p_f}{3} + \gamma \cdot D$.

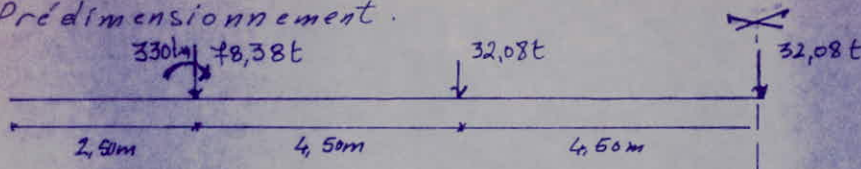
Nous prenons comme valeurs de p_0 la moyenne des minima soit 890 kN/m^2 . ce qui donne: $\bar{\sigma}_s = 326 \text{ kN/m}^2$.

Nous limitons ce taux de travail à: $\bar{\sigma}_s = 200 \text{ kN/m}^2 \approx 2 \text{ kg/cm}^2$

Etude des Semelles

1- Semelle (S₁)

- Prédimensionnement.



$$N_t = 253 \text{ t}$$

$$L = 23 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = \frac{253 \cdot 16}{2 \cdot 2300} = 55 \text{ cm}$$

on prend $B = 1,20 \text{ m}$; $h_t = 60 \text{ cm}$.

- Vérification de la stabilité

$$\frac{M_T}{N_t} \leq \frac{L}{4}$$

M_T : moment total sur la semelle.

N_t : effort total normal.

Poids du voile sous sol: $Q_v = 0,2 \cdot 1,8 \cdot 21,2 \cdot 2,5 = 19,08 \text{ t}$

Poids de la semelle: $Q_s = 1,2 \cdot 23 \cdot 0,6 \cdot 2,5 = 41,4 \text{ t}$

Poids des terres: $Q_t = (1,5 - 0,6) \cdot 2 \cdot 1,00 \cdot 23 = 41,4 \text{ t}$

$$N_{t1} (\text{sous } SP_1) = G + 1,2P + Q_v + Q_s + Q_t = 354,9 \text{ t}$$

$$N_{t2} (SP_2) = G + P + Q_v + Q_s + Q_t = 337,36 \text{ t}$$

$$M_T = 2 \cdot 330 = 660 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_T}{N_T} = \frac{660}{337,36} = 1,96 \text{ m} < \frac{L}{4} = 5,75 \text{ m} \Rightarrow \text{la semelle est stable.}$$

- Calcul des Contraintes

* sous SP_1

$$\sigma_m = \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N_t}{S} = \frac{354,9}{1,2 \cdot 23} = 12,86 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

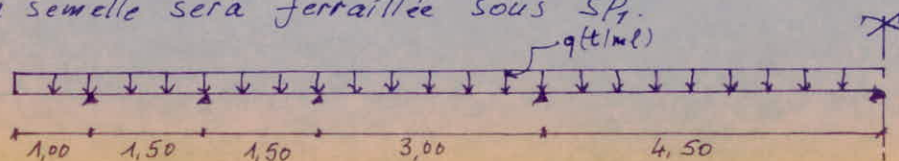
* sous SP_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M_T \cdot v}{I} = \frac{N}{S} \left[1 \mp \frac{6e}{L} \right] \begin{cases} \sigma_1 = 18,47 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 5,97 \text{ t/m}^2 \end{cases} < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 15,35 \text{ t/m}^2$$

$$1,5 \sigma_m (SP_1) = 19,29 \text{ t/m}^2 > \sigma_m (SP_2) = 15,35 \text{ t/m}^2$$

donc: les sollicitations sous SP_1 sont les plus défavorables, alors la semelle sera ferrillée sous SP_1 .

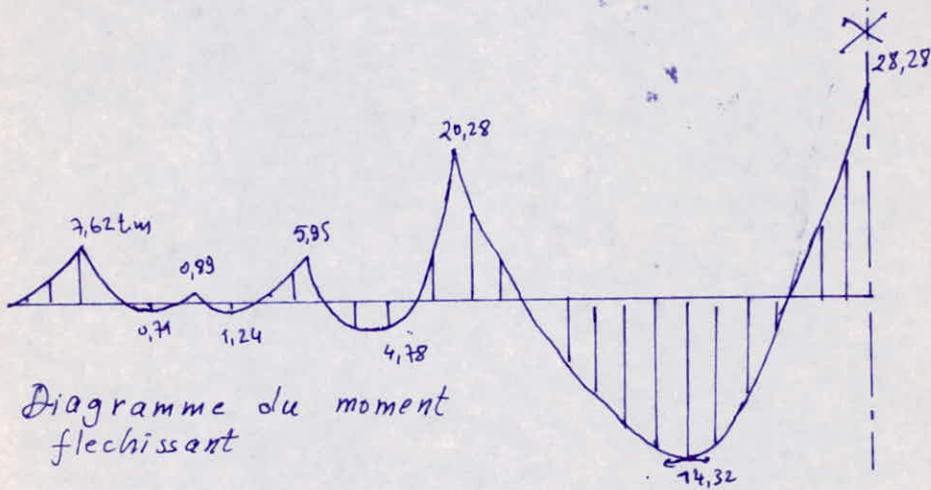
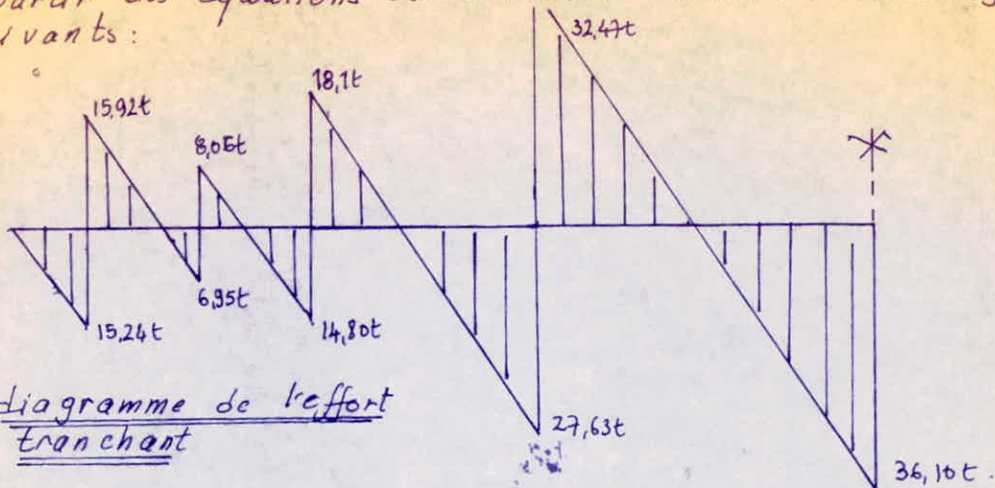


$$\sigma_m = 12,86 \text{ t/m}^2 \rightarrow q = \sigma_m \cdot B = 15,43 \text{ t/ml}$$

Ferrailage de la semelle.

calcul des efforts.

a partir des equations des 3 moments on aboutit au diagrammes suivants :



- Sens longitudinal

- appuis : $M_a = -28,28 \text{ t.m}$; $b = 1,2 \text{ m}$; $h_t = 0,60 \text{ m}$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0417 \rightarrow k = 42,8$$

$$\varepsilon = 0,9135$$

$$A_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 20,40 \text{ cm}^2 \text{ (soit } \nabla T 20 \text{ (} A = 20,99 \text{ cm}^2 \text{))}$$

- travées : $M_t = 14,32 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0211 \rightarrow k = 63,5$$

$$\varepsilon = 0,9363$$

$$A_t = 9,93 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T16 \text{ (} A = 10,05 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- Sens transversal

Methode des consoles

$$M = \bar{\sigma}_a \cdot 100 (B-b) = 16 \cdot 10^4 \text{ kg.cm}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot 8} = 1,19 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T14 \text{ (} A = 4,52 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Semelle S₄ (radier sous la cage d'escalier)

Pour avoir la stabilité de cette semelle, on est obligé de faire un radier simple sous les voiles de la cage d'escaliers. ces derniers présentent des efforts très importants.

calcul P du radier

$$\text{Section nécessaire: } A_{\text{nec}} \geq \frac{N_E}{\sigma_s} = \frac{301,226}{20} = 15,06 \text{ m}^2.$$

$$\text{on prend } S = 5,15 \cdot 8 = 41,2 \text{ m}^2.$$

$$\text{le moment d'inertie } I = \frac{5,15 \cdot 8^3}{12} = 219,73 \text{ m}^4.$$

pression sous radier

$$P_f = \frac{N}{S} = \frac{301,23}{41,2} = 7,31 \text{ t/m}^2.$$

Predimensionnement.

condition de cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b.$$

$$T_{\text{max}} = q \frac{l}{2} = 7,31 \cdot \frac{3}{2} = 10,965 \text{ t} \quad (l: \text{Entre axe des 2 voiles //})$$

$$z = \eta / 8 h \rightarrow h \geq 8 \frac{T_{\text{max}}}{\eta \cdot 1,15 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b} = 18,46 \text{ cm}$$

$$\text{condition forfaitaire: } h_t \geq \frac{l_{\text{max}}}{10} = \frac{3}{10} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } h = 55 \text{ cm; } h_t = 60 \text{ cm.}$$

verification au poinçonnement

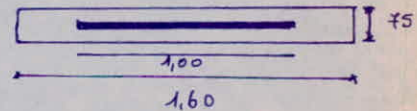
$$\frac{1,25 N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

avec P_c : Perimètre du Contour Cisailé.

$$P_c = (U + u) \cdot 2 = (100 + 60 + 15 + 60) \cdot 2$$

$$N/m_l = \frac{G + 1,2P}{l} = \frac{114,44}{6} = 19,07 \text{ t/ml.}$$

$$\text{D'où } \frac{1,5 \cdot 19,07 \cdot 10^3}{2(100 + 75) \cdot 60} = 1,01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,7 \text{ kg/cm}^2.$$



verification de la stabilité.

$$\text{Poids du radier: } P_r = 41,2 \cdot 2,5 \cdot 0,6 = 61,8 \text{ t}$$

$$\text{Poids des terres: } P_t = (41,2 - 2 \cdot 0,2 + 0,6 - 3 \cdot 0,2) \cdot 0,9 \cdot 2 = 68,76 \text{ t}$$

$$\text{Sous } SP_1: N_{t1} = G + 1,2P + P_r + P_t = 431,8 \text{ t.}$$

$$\text{Sous } SP_2: N_{t2} = G + P + P_r + P_t = 377,08 \text{ t.}$$

$$M_t = 426,78 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M \cdot v}{I} \Rightarrow \begin{aligned} \sigma_1 &= 16,92 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 &= 1,38 \text{ t/m}^2 \end{aligned} < 1,5 \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_m(SP_2) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 13,035 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_m(SP_1) = \frac{N_{t1}}{S} = 10,48 \text{ t/m}^2.$$

Armatures transversales

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

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_j} = \frac{36,10 \cdot 10^3}{120 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 6,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

on utilisera des cadres et des étriers \perp à la ligne moyenne.
espacement admissible.

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 11 \text{ cm} \\ \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = 47,10 \end{array} \right.$$

$J_{ot} = 4/3$ (avec reprise de bétonnage), et on prend (1 cadre + 3 étriers) $\phi 8$.
($A = 4,02 \text{ cm}^2$)

calcul de t .

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{4,02 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 2800}{36,10 \cdot 10^3} = 15,06 \text{ cm}$$

on prend $t = 15 \text{ cm}$ aux appuis ; $t = 25$ partie courante.

2. Semelle S_3

c'est une semelle isolée sous poteau (B.3).

$$N = 54,195 \text{ t}$$

on prendra $L=B$ semelle carrée.

Dimensionnement de la semelle.

$$\sigma_s = \frac{N}{B^2} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{20} ; B \geq \sqrt{\frac{54,195}{20}} = 1,646 \text{ m}$$

on prendra $B = 1,80 \text{ m}$.

hauteur de la semelle.

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{180-35}{4} = 36,25 \text{ cm. soit } h = 55 \text{ cm ; } h_t = 60 \text{ cm.}$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 15,6 \text{ cm (avec } \phi = 1,6 \text{ cm) ; soit } e = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{poids propre de la semelle. } P_s = \left[B \cdot e + \frac{(B+b)(h_t-e)}{2} \right] \cdot B \cdot 2,5 = 3,72 \text{ t}$$

$$\text{poids de terres } P_t = (1,5 - 0,6) \cdot 1,8 \cdot \frac{1,6^2}{2} + \frac{(0,6 - 0,25) \cdot 1,6^2}{2} \cdot 1,8 = 4,95 \text{ t}$$

d'où l'effort normal transmis au sol.

$$N_t = 54,195 + 3,72 + 4,95 = 62,86 \text{ t}$$

$$\text{la contrainte sous la semelle } \sigma_s = 62,86 \cdot 10^3 / 180^2 = 1,94 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ kg/cm}^2$$

Ferraillage

le calcul des armatures se fera par la méthode des bielles ; les efforts de traction dans les aciers sont donnés par :

$$F_x = F_y = \frac{N_t (B-b)}{8 (h_t-d)} = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{F_y}{\sigma_a}$$

$$F_x = F_y = \frac{62,86 \cdot 10^3 (180-35)}{8 (60-5)} = 20,77 \text{ t}$$

$$A_x = A_y = \frac{20,77}{2800} = 7,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 14 \text{ (} A = 7,69 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Calcul des tassements.

Pour calculer les tassements L. MENARD a estimé que lorsqu'une fondation de dimension limitée surcharge le sol, il se crée sous la fondation deux domaines où le comportement est très différent. Le domaine sphérique correspond à une demi-sphère située sous la semelle dans laquelle le sol se tasse par consolidation selon la théorie de Terzaghi ce qui entraîne un tassement S_2 .

Le domaine déviatorique situé à la périphérie où le sol se déforme sous l'effet des contraintes de cisaillement qui sont prédominantes. La déformation se fait alors à volume constant.

Le tassement s'écrit:

$$S = S_1 + S_2 = \frac{1+\nu}{3E} q R_0 \left(d_2 \frac{R}{R_0} \right)^d + \frac{\alpha}{4,5E} q d_3 R.$$

avec : E : module pressiométrique du sol.

ν : coefficient de poisson.

q : contrainte appliquée par la semelle.

R : demi-largeur de la semelle.

R_0 : rayon de référence

α : coefficient de structure du sol.

d_1, d_2 : coefficient de forme de la semelle.

- Semelle isolée

$$S = \frac{1,33}{3E} q R_0 \left(d_2 \frac{R}{R_0} \right)^d + \frac{\alpha}{4,5E} q \cdot d_3 \cdot R.$$

nous avons un sol normalement consolidé donc:

le rapport $E/p_e = 7 \div 12$ choisissons $E/p_e = 7$

$$p_e^{\min} = 7,91 \text{ bars} \Rightarrow \bar{E}^{\min} = 7 p_e^{\min} = 55,37 \text{ bars.}$$

$$q = 1,94 \text{ kg/cm}^2.$$

$$R = \frac{1,80}{2} = 90 \text{ cm}$$

$$R_0 = 30 \text{ cm.}$$

$$d_2 = 1,12 ; d_3 = 1,1 \text{ semelle carré.}$$

$$\alpha = 1/3.$$

$$\text{donc } S_1 = \frac{1,33}{3 \cdot 55,37} \cdot 1,94 \cdot 30 \cdot \left(1,12 \cdot \frac{90}{30} \right)^{1/3} = 6,98 \text{ mm.}$$

$$S_2 = \frac{1/3}{4,5 \cdot 55,37} \cdot 1,94 \cdot 1,1 \cdot 90 = 2,57 \text{ mm.}$$

$$\text{d'où le tassement total } S = S_1 + S_2 = 9,55 \text{ mm.} < 20 \text{ mm.}$$

- semelle filante

$$4/3 = 23/1,2 \Rightarrow 20 \rightarrow \text{d'où : } d_2 = 2,65 ; d_3 = 1,5.$$

$$q = 1,286 \text{ kg/cm}^2.$$

$$S_1 = \frac{1,33}{3 \cdot 55,37} \cdot 1,286 \cdot 30 \left(2,65 \cdot \frac{60}{30} \right)^{1/3} = 5,38 \text{ mm.}$$

$$S_2 = \frac{1/3}{4,5 \cdot 55,37} \cdot 1,286 \cdot 1,5 \cdot 60 = 4,64 \text{ mm.}$$

$$S = S_1 + S_2 = 10,02 \text{ mm} < \bar{S} = 27 \text{ mm.}$$

CALCUL DES LONGRINES

les longrines seront calculées conformément à l'article (4.2.3.3 RPA 81), les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10% (terrains meubles) de la plus grande des charges verticale.

dans notre cas : $N = N_{max} = 54,195 = 5,42 t.$

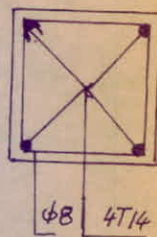
on prendra des longrines ¹⁰ (30x30)¹⁰

En compression $\sigma'_b = \frac{5,42 \cdot 10^3}{30 \times 30} = 6,02 < \bar{\sigma}'_b$

$$A'_b = \frac{1}{16} \left(\frac{5,42 \cdot 10^3}{30 \times 30} - 30 \times 30 \right) < 0$$

En traction $A_L \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{5,42 \cdot 10^3}{2800} = 1,94 \text{ cm}^2$

ferraillage adopté par le RPA est égale à 4HA14
les armatures transversales seront des cadres de $\phi 8$
espacés de 20 cm.



VOILE PERIPHERIQUE

Le voile périphérique est prévu pour former un sol rigide.
le voile doit avoir les caractéristique :

- épaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.
- armatures longitudinal filantes $\geq 0,2\%$ de la section transversale total du béton avec recouvrement $\geq 50 \phi$ et equerre de renforcement dans les angles.
- Armatures longitudinal de peau de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par ml de hauteur.

Ferraillage : $e = 20 \text{ cm}$; $h = 1,20 \text{ m}$.

$$A_L = \frac{0,2 \cdot 120 \cdot 20}{100} = 4,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4T14 (A = 6,16 \text{ cm}^2)$$

A_L de peau $\geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \rightarrow soit 5T8 = 2,51 cm^2/ml et par face.

