

Université Mohamed khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

Référence :...../ 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري



Mémoire de Master

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Thème :

**Etude D'un Bâtiment En Béton Armé (R+7) A
Contreventement Mixte (Portique + Voile) A
Sétif**

Etudiant:

• Bekiri Lahcene

Encadreur:

• Bensmaile M.

Promotion: Juin 2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Avant tout je remercie le Dieu qui m'a donné la force et la patience pour accomplir ce travail.

Au terme de ce travail, nos sincères remerciements s'adressent tout d'abord à Madame Bensmaïle M. pour avoir accepté de nous encadrer ainsi que pour son aide, ses conseils et son suivi durant la période de la réalisation de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de département de Génie civil Biskra, pour leurs efforts pendant notre parcours de graduation.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail réalisé grâce à l'aide de Dieu tout puissant.

A

Mon père et Ma très chère mère.

A

Mes chères Frères : notamment Hocine, mes sœurs et à toute ma famille.

A

*Tous mes collègues : option **structure**.*

et finalement A

*Tout mes chers amis : **Nassraoui Kamel, Toumi Abdel Bassete, Boudiafe Abdallah, Bouzir Karim, Berkouk Djihed**, pour tous les bons moments que nous avons partagés ensemble.*

J'exprime aussi ma grande gratitude envers toutes les personnes, ayant contribué de prêt ou de loin, à la réalisation de ce modeste travail.

Résumé

Dans ce travail nous avons étudié une structure en béton armé, constituée de sept étages. située à **Sétif**, qui fait partie d'une zone de moyenne sismicité. C'est une structure contreventée par un système voiles- portique, sa conception est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (RPA99- version 2003) et les codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel Robot 2018, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type radier général, suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

SOMMAIRE

Sommaire

Sommaire	6
INTRODUCTION GENERALE.....	10
Chapitre : 1 DESCRIPTION DE L’OUVRAGE	11
1. DESCRIPTION DE L’OUVRAGE :	12
DESCRIPTION ARCHITECTURALE :	12
Conception structurelle.....	12
Choix du contreventement.....	12
2 REGLES DE CALCUL :.....	15
3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	15
Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments.....	20
II.PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	21
1.INTRODUCTION:	21
2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	21
3.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	22
4.PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES	23
5.PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	24
5-1- Planchers à Corps Creux :	24
6.PRE-DIMENSIONNEMENT D’ESCALIER	27
CHAPITRE : 3 DESCENTE DES CHARGES	29
1. Introduction:.....	30
2. Loi de dégression : DTR B.C.2.2.....	30
3. Rôle de descente de charge :	30
4. Les types des charges :	30
5. Descente des charges sur le poteau:	31
v. CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGE	42
1.L’ACROTERE.....	42
2. L’ESCALIER.....	43
3- PLANCHERS	44
Chapitre : 4 CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	47
VI.1.Introduction	48
Méthodes de calcul	48
VI.2. PLANCHERS A CORPS CREUX	49

1.INTRODUCTION.....	49
2. CONCEPTION DES PLANCHERS.....	49
3. METHODES DE CALCUL	49
4. CALCUL DES FERRAILLAGE.....	50
5. CALCUL DES MOMENTS.....	50
6. CALCUL DESSOLLICITATIONS.....	50
7. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	60
VI.3.L'ESCALIER	66
1.METHODE DE CALCUL	66
2. COMBINAISONS D'ACTION.....	66
3. CALCUL DES SOLLICITATIONS	67
4. CALCUL DEFERRAILLAGE.....	70
VI.4 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE	78
1.DIMENSIONNEMENT	78
2. Méthode de calcul	78
3. ÉVALUATION DES CHARGES.....	78
4. CALCUL DE LA POUTRE A LA FLEXION	79
4.2. Les sollicitations.....	79
4.3. calcul de ferrailage (Armatures longitudinales)	80
4.4 Vérification de la contrainte tangente : BAEL91 (art A.5.1, 1)	81
4.5 La quantité des armatures transversales BAEL91: (art a.5.1, 2).....	82
5. Calcul de la poutre à la torsion	82
5.1. Contraintes tangentes de torsion.....	82
5.2 Résistance en torsion et flexion.....	83
5.3. Les armatures longitudinales	83
5.4. Les armatures transversales	84
6. Section minimale des armatures : BAEL83	84
7. les armatures totales.....	84
7.1. Armatures longitudinales :.....	84
7.2. Armatures transversales.....	85
7.3. État limite de déformation	85
VI.4. L'ACROTERE.....	87
1.INTODUCTION:.....	87
2. MODE DE TRAVAIL	87
3. COMBINAISON D'ACTION	88

4. CALCUL DE FERRAILLAGE	88
5.PRESENTATION DU FERRAILLAGE.....	92
VI.5. L'ASCENSEURE	92
CHAPITRE : 5 Etude Dynamique	94
V. ETUDE DYNAMIQUE.....	95
V.1. Introduction.....	95
V.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)	95
V.3. Méthode statique équivalente :RPA99 (Art. 4.1.2)	95
V.4. Méthode dynamique:	96
V.6.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :	101
V.7.Distribution de la resultante des forces sismique selon la hauteur :.....	105
V.8. Verification les déplacements:	106
V.9.Caractéristique géométrique et massique:	107
a. Centre de masse :.....	107
b. centre de torsion :	107
V.10.Justification de l'effort P- Δ :	109
V.11.Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :	109
V.12. ETUDE DE VENT.....	111
1. Introduction.....	111
2. Application des R N V 99 :.....	111
V. Conclusion:	118
Chapitre 6 : Ferrailage des éléments STRUCTURAUX.....	119
VI. Ferrailage des éléments STRUCTURAUX	120
VI .1.Introduction :	120
VI.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :	120
VI.3.FERRAILLAGE DES POUTRES:	130
chapitre : 7 Etude de l'infrastructure.....	149
VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	150
VII.1.Introduction :	150
VII.2.Présentation de rapport de sol :.....	150
VII.3.Calcul des fondations :.....	150
VII.4. Définition de type de semelle :	151
VII.4.Radier général :.....	152
VII.5. Caractéristiques géométriques du radier:	156
VII.7.Ferrailage du radier :.....	157

VII.8.Calcul des armatures:	160
VII.9. Etude du débord du radier :	161
VII.10. Les sollicitations sur les nervures :	162
VII.11. Calcul du ferrailage :	165
VII.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)	166
VII.13.LONGRINE.....	169
VII.14.La dalle flottante	171

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des soucis majeurs de l'homme depuis sa création et l'une de ses occupations privilégiées. Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été destinée, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout sont ce qui concerne l'ingénieur, la sécurité d'une construction reste primordiale.

L'étude des structures est une étape fondamentale et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, on utilise dans cette application toutes les connaissances acquises durant le parcours de formation d'ingénieur.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment relativement constitue de sept étage (R+7) a usage multiple (commerces et habitation), ce bâtiment situe à la wilaya de Sétif est classée d'après le RPA99 version 2003 ; Comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a) ; Le bâtiment est implanté dans un site ferme réalisé par un système de contreventement mixte (voiles-portiques).

Chapitre : 1

DESCRIPTION

DE

L'OUVRAGE

1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Ce projet de fin d'étude s'intitule : « étude d'un bâtiment (R+7) à usage mixte »
Cet ouvrage (bâtiment) est une construction consiste de 7 niveaux avec le rez-de-chaussée.

DESCRIPTION ARCHITECTURALE :

- * Un Rez-de-chaussée à usage commercial
- * sept étages à usage d'habitation
- * La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- * Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- * l'écoulement des eaux pluviales est facilité par une forme de pente et un système d'étanchéité conçue à cet effet.
- * la stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte.

-En élévation :

- La hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère : 29m
- La hauteur du RDC est de : 4.59m
- La hauteur de l'étage courant est de : 3.06
- La hauteur de l'acrotère est de : 0.6m

-EN PLAN :

- Longueur en plan est de : 25m (sens longitudinal)
- largeur en plan est de : 14m (sens transversal)

Conception structurelle.

Choix du contreventement.

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003).
D'après les conditions de l'article 3.4.A2 (page27) notre bâtiment est contreventée par un système de contreventement constitue des voiles porteurs puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14m

Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Planchers :

les planchers ce sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une bâtiment .Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre , il existe plusieurs types de planchers (en béton ,en bois,etc.).

En ce qui concerne le type de plancher dans notre projet, on adopté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
 - Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
 - Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
 - Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour les dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

Pour notre cas, le plancher est de type cors creux d'épaisseur 20cm (16+4) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

La cage d'escalier :

Le bâtiment est contenu d'une cage d'escalier du niveau RDC au 7eme étage

Les escaliers sont en béton arme et constituée a chaque niveau de deux volées et d'un palier.

Ile seront coules sur place et construits étage par étage.

d)Les façades :

Les murs de façade sont des éléments verticaux situes a la périphérique de l'habitation et sont réalisés en double paroi par des éléments de briques pour assures l'isolation de rigueur extérieures, et comportant des ouvertures a fenêtrés.

e) **Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en cors creux et dalle pleine

f) **acrotère :**

Élément coule sur place encastre dans le plancher terrasse ayant pour un rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de ponté contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-corps.

Hypothèse de calcul :

Les hypothèses de calcul adopte dans notre étude sont :

*la résistance à la compression du béton a 28 jour $f_{c28}=25$ MPa

*la résistance à la traction du béton a 28 jour $f_{t28}=0.6+0.06 \times f_{c28}=2.1$ MPa

*Le **C.B.A93** préconise pour $j < 28$ jours

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (4.76 + 0.83 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (1.40 + 0.95 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

*Module de déformation longitudinale au béton :

Pour le module de déformation longitudinale :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

Module instantané :

(Pour les charges d'une durée d'application < 24 h)

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

- Module différé :

Pour les charges de longue durée

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

*limite élastique du l'acier : $f_e = 400$ Mpa

*Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.

*Le raccourcissement ultime de béton est limité à :

- $\varepsilon_{cu} = 3.5$ ‰ : sections partiellement comprimées.
- $\varepsilon_{cu} = 2$ ‰ : sections totalement comprimées « faible excentricité ».

L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\varepsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$

L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C. Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.

Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

2 REGLES DE CALCUL :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Réglés parasismique algérienne (RPA99version 2003 ; DTR-BC.2.48).
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
3. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
4. Initiation au béton armé (Règles BAEL83).

3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents

- **Un matériau hétérogène qui est le béton.**
- **Un matériau homogène qui est l'acier.**
- **Béton Armé = Béton + Aciers**

BETON :

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Compositions :

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m^3 :

- Ciment 350 kg/m^3 (CPJ42.5) ; (HTS42.5 pour l'infrastructure).
- Gravier 800 kg/m^3 ($\Phi \leq 25 \text{ mm}$).
- Sable 400 kg/m^3 ($\Phi \leq 5 \text{ mm}$).
- Eau 180 L/ m^3

Résistance caractéristique en compression f_{cj} : BAEL91 (art A.2.1, 11)

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

$$f_{cj} = J / (4,76 + 0,83J) [f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = J / (1,40 + 0,95J) [f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } J > 28 \text{ jours.}$$

$$J = 28 \text{ jours, } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Résistance caractéristique à la traction f_{tj} : BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement est définie par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{si } F_{tj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Déformation longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1,2)

- E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1,21) .

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; \quad E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa} .$$

- E_{vj} : Le module de déformation différée à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; \quad E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations E.L.U.

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations E.L.S.

Diagramme déformation - contrainte du Béton (parabole-rectangle):BAEL91 (art A.4 .3,4)

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit « parabole- rectangle », et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

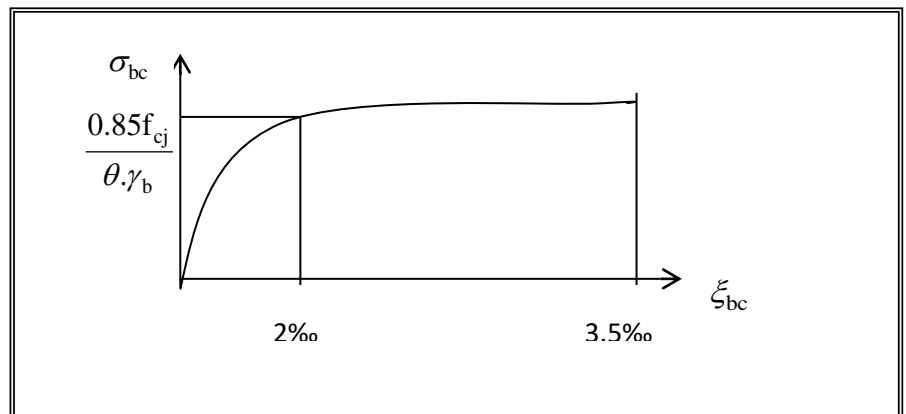


Fig-I-1- Diagramme déformation-contrainte du béton

$$\xi_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow$$

$\gamma_b = 1.15$Pour les situations accidentelles .

$\gamma_b = 1.5$Pour les autres cas.

Le coefficient θ est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison D'action considérée est supérieur à 24 h.

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18.50 \text{ MPa} .$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{ MPa} .$$

ACIER :(art.A.2.2.)

Les aciers que nous avons utilisés dans notre projet sont :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- Les ronds lisses, de nuance FeE 235.
- Treillis soudés en fils lisse TL520.

Diagramme Déformations-Contraintes :BAEL91 (art A.2.2,2)

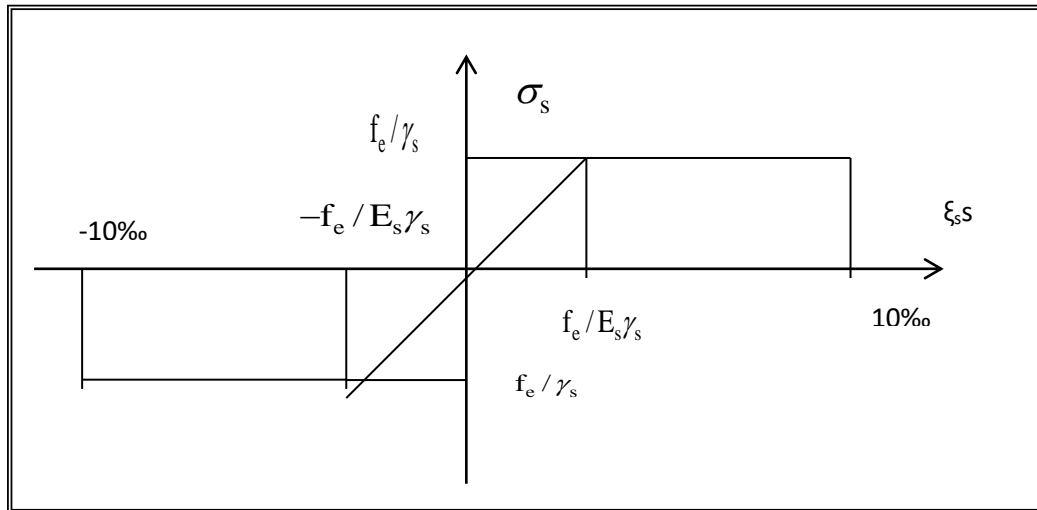


Fig-I-2-Diagramme Déformation-Contrainte d'acier.

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

Avec : $\gamma_s = 1$ Pour les situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ Pour les autres cas .

Contrainte limite :

E.L.U :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s = 1 \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad (f_e \rightarrow 400 \text{ MPa}).$$

$$(f_e = 400 \text{ MPa}). \quad \gamma_s = 1,5 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

E.L.S :

- Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant $\bar{\sigma}_s$.

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ (MPa), BAEL 91(art A.4.5.33)}$$

η : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses .

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence ($\Phi \geq 6 \text{ mm}$) $\langle 10 \rangle \quad \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$

$\eta = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 156.67 \text{ MPa (RL)} .$

$$\eta = 1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa (HA)} .$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_c, 90\sqrt{\eta ft_j}\right)$$

-Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\eta = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 130.42 \text{ MPa (RL)} .$$

$$\eta = 1,6 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 150 \text{ MPa (HA)} .$$

Combinaisons d'action :

Pour les planchers :

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont :

$$A L'E.L. U : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$A L'E L.S: G + Q + W$$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons pouvant fournir une meilleure résistance sont :

D'après R.P.A.99 V. 2003 : on a :

Pour les poutres :

$$* G+Q \quad 1,35 G + 1,5 Q$$

$$* 0,8 G \pm E \quad G + Q$$

E : Effort sismiques.

Pour les poteaux :

$$G+ Q \pm 1, 2 E$$

$$0, 8 G \pm E$$

Pour les voiles :

$$G + Q \pm 1,2E$$

$$0, 8 G \pm E$$

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

II. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1. INTRODUCTION:

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **BAEL**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

- **Les poutres principales (sens longitudinal):**

- **Condition de portée (BAEL)**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

Avec L_{\max} : La longueur maximal de portée

$$L_{\max} = 480 \text{ cm}$$

$$h = (32 \div 48) \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

$$b = (0,3 ; 0,5) h = (13,5 ; 22,5).$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérification aux conditions du RPA 99**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \text{-----C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \quad \text{----- C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,5 < 4,0 \quad \text{----- C.V.}$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 1,5 \times 30 + 45 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \quad \text{----- C.V}$$

Donc les conditions de RPA sont vérifiées, on prend une section de la poutre principale égale à $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Les poutres secondaires(sens transversal)

➤ Condition de portée (BAEL)

$$L_{\max} = 450\text{cm}$$

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$$L_{\max} = 450\text{cm}$$

$$h = (1/15 ; 1/10) 450 = (30 ; 45) \text{ cm.}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$b = (0,3 ; 0,5) h = (0,3 ; 0,4)40 = (12 , 20)$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

➤ Vérification aux conditions du RPA 99V2003

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \text{ ----- C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \text{ ----- C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 30/30 = 1.33 < 4,0 \text{ -----C.V.}$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30\text{cm.}$$

$1,5 h + b_1 = 1,5 \times 30 + 40 = 85 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 85 \text{ cm}$ ----- Les conditions de RPA sont vérifiées, on prend une poutre secondaire de section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

3.PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments, leurs fonctions principales et de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettrez aux fondations.

Selon les règles (BAEL) on a :

$$L_f = 0.7l_0$$

$$\lambda = 3.46l_x / b$$

$$L_f = 0.7(459) = 321.3$$

$$\lambda_x = 3.46 l_f / b \leq 70$$

$$\lambda_y = 3.46l_f / h \leq 70$$

$$\text{Alors } b = h \geq 15.88\text{cm}$$

On prend ($b_1 = 45 \text{ cm} ; h_1 = 45 \text{ cm}$).

Vérification Selon le R.P.A.99 version 2003 : Pour zone IIa.

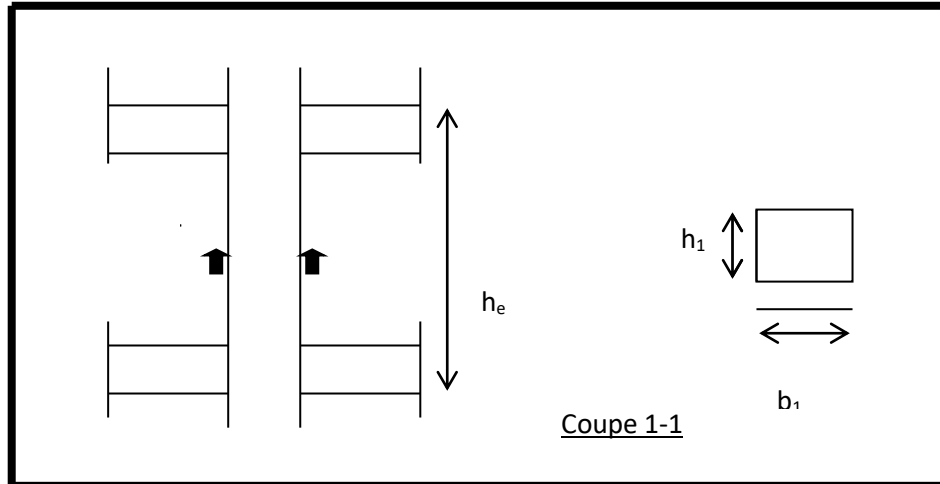


Fig-II-1-Coffrage des poteaux.

Min (b_i, h_i) ≥ 30 cm condition vérifiée

Min (b_i, h_i) $\geq h_e/20 = 439/20 = 21.95 < 40$ condition vérifiée

$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 40.25 < 1 < 4$ condition vérifiée.

*Remarque : la section sera adoptée après la vérification par la descente des charges

4.PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99V2003.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article 7.7.1 du RPA99V2003, les voiles doivent satisfaire la condition :

$$L \geq 4a$$

Où « a » est l'épaisseur du voile. Le cas échéant, le voile est plus considéré comme étant un élément linéaire.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étagée et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2,66 \text{ m (Cas le plus défavorable : voile R.D.C)}$$

$$a \geq h_e / 20 = 266 / 20 = 13.3 \text{ cm ; On prend : } a = 15 \text{ cm}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de 15 cm.

$$L_{\max} = 450 \text{ cm}$$

$$4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \Rightarrow L \geq 4a \dots\dots\dots \text{C.V}$$

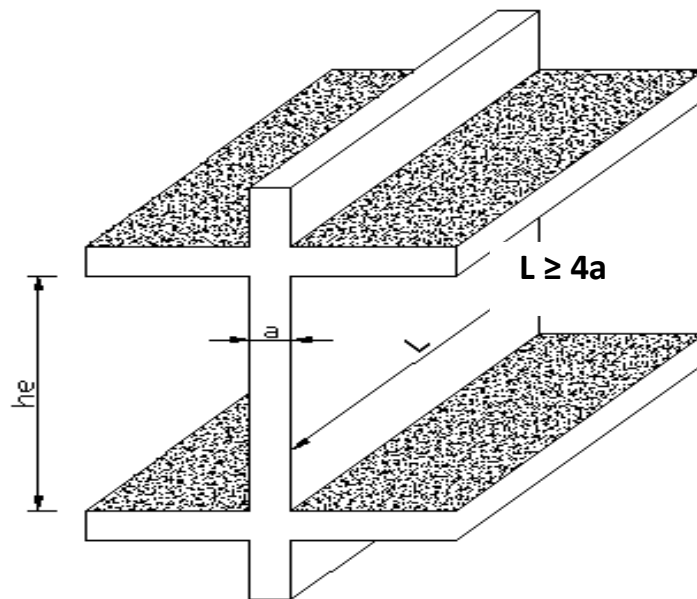


Figure II.3. Coupe de voile en élévation.

5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

5-1- Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le **BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.

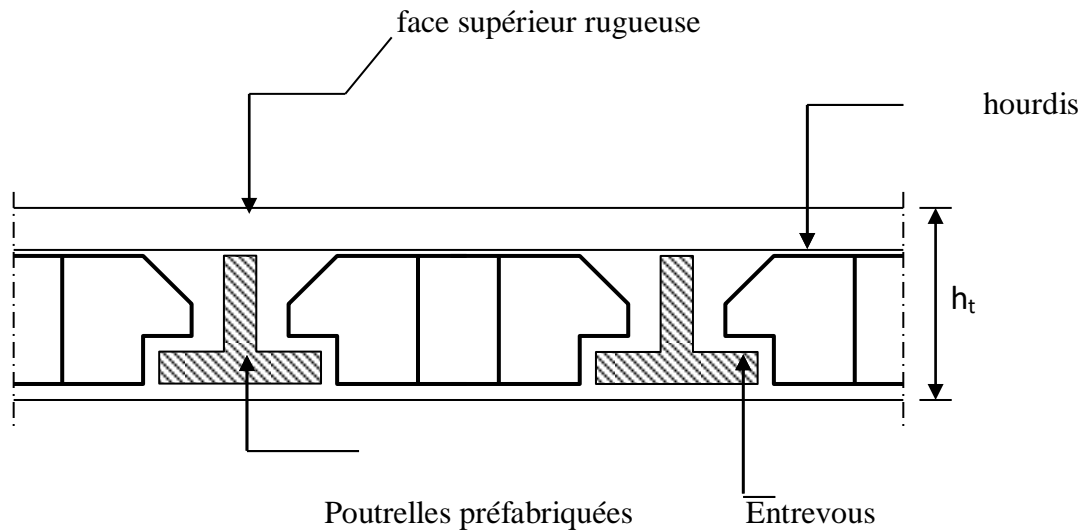


Figure II.4.1

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art. B.6.8.423).**

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles : $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22,5}$

h_t : hauteur total (corps creux + dalle de compression)

l_x : est la plus grande portée parallèle au poutrelles ($L = 459$ cm).

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{22,5}$$

$$L_x/22,5 = 459/22,5 = 20,4 \text{ cm} \rightarrow h > 16 \text{ cm}$$

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm hauteur de la table de compression} \\ h_t = 21 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm hauteur du corps creux} \end{array} \right.$

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisit est normalisé de hauteur 16 cm et de

Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$b_1 = \min$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_n / 2 = 55 / 2 = 27.5 \\ L / 10 = 480 / 10 = 48 \end{array} \right.$$

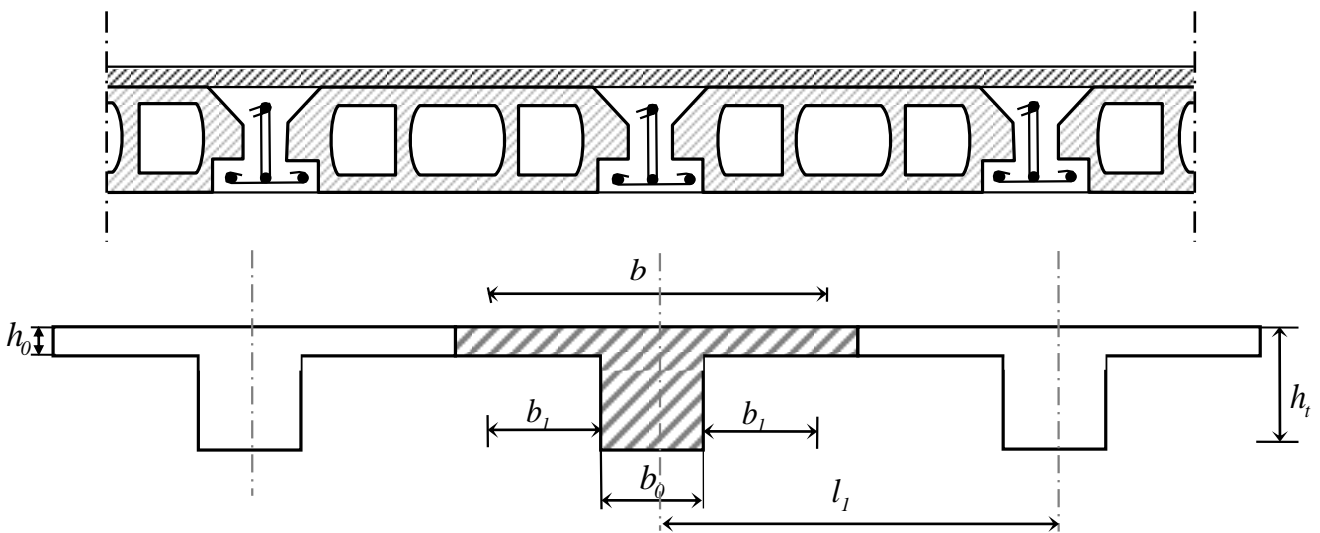
L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm

$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \cdot 27.5 + 10 = 65$ cm

Soit $b = 65$ cm



6.PRE-DIMENSIONNEMENT D'ESCALIER

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place .

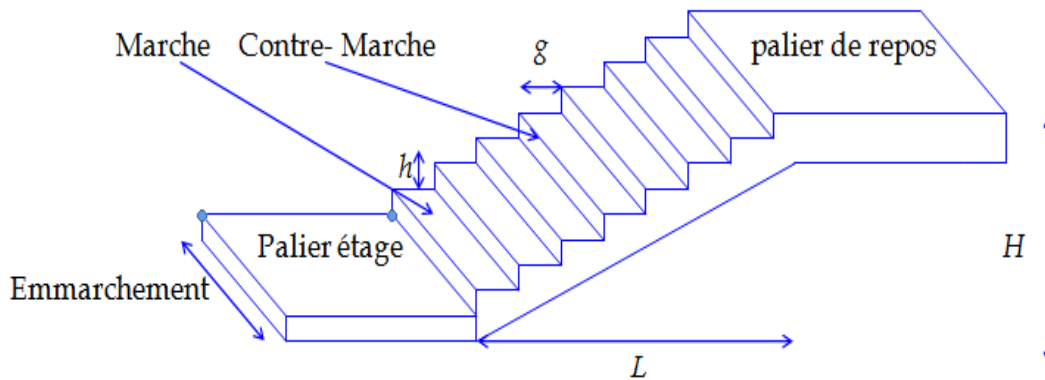


Figure II.5.Schéma d'un escalier.

h : hauteur de contre marche

g : largeur de marche (giron).

Etage courant :

Hauteur : $H=3,06$ m.

Giron : $g=28$ cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a : $59 < 2h+g < 66 \quad \Rightarrow \quad 15,5 < h < 19$.

Pour : $h = 17$ cm

$N_c = H/h$

$$= 306/17$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage, on a deux volées donc 9 contre marches par volée.

- Le nombre de marche : $N=n-1 = 9-1 = \mathbf{8}$ marches.
- La longueur de volée : $l= N*g = 8*28 = \mathbf{224}$ cm.
- L'épaisseur : $L / 30 \leq e \leq L / 20$

$$224/30 \leq e \leq 224 / 20$$

$7,5 \leq e \leq 11,2$ on prend : **e=11 cm**

_ Inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = 1,53/2,24 \Rightarrow \alpha = 34,33^\circ .$$

Escalier de niveau RDC :

Hauteur : $H=4.59$ m .

Giron : $g=28$ cm .

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a : } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 15,5 < h < 19 .$$

Pour: $h=17$ cm

$$N_c = H/h$$

$$= 459/27$$

On aura 17 contre marche entre chaque étage, on a deux volées donc 14 contre marches sur la première volée et 13 contre marches sur la deuxième.

- Le nombre de marche pour la première volée : $N=n-1 = 14-1 =$ **13 marches.**
- La longueur de volée : $l= N*g = 13*28 =$ **364 cm.**
- Le nombre de marche pour la deuxième volée : $N=n-1 = 13-1 =$ **12 marches.** La longueur de volée : $l= N*g = 12*28 =$ **336 cm.**

- L'épaisseur : $L / 30 \leq e \leq L / 20$

$$364/ 30 \leq e \leq 364 / 20$$

$12, \leq e \leq 18,2$: on prend : **e=15 cm**

Inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = 2,38/3,64 \Rightarrow \alpha = 33,17^\circ$$

CHAPITRE : 3

DESCENTE

DES

CHARGES

1. Introduction:

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à le niveau ± 0.00 .

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

G : Charge permanente, Q : Charge d'exploitation.

2. Loi de dégression : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

3. Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- V vérification de la section des éléments porteurs (voile).

4. Les types des charges :

a. Charges permanentes :

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs.

Elles sont déterminées à partir :

- Poids volumique des matériaux exprimé en Kg/m^3 .
- Poids spécifique des éléments exprimé en Kg/m^2 .

b. Charge variable :

On distingue deux familles principales : les charges d'exploitation, et les charges climatique

5. Descente des charges sur le poteau:

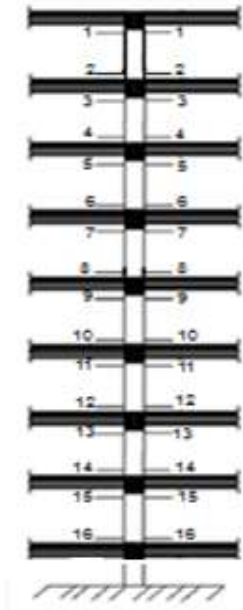
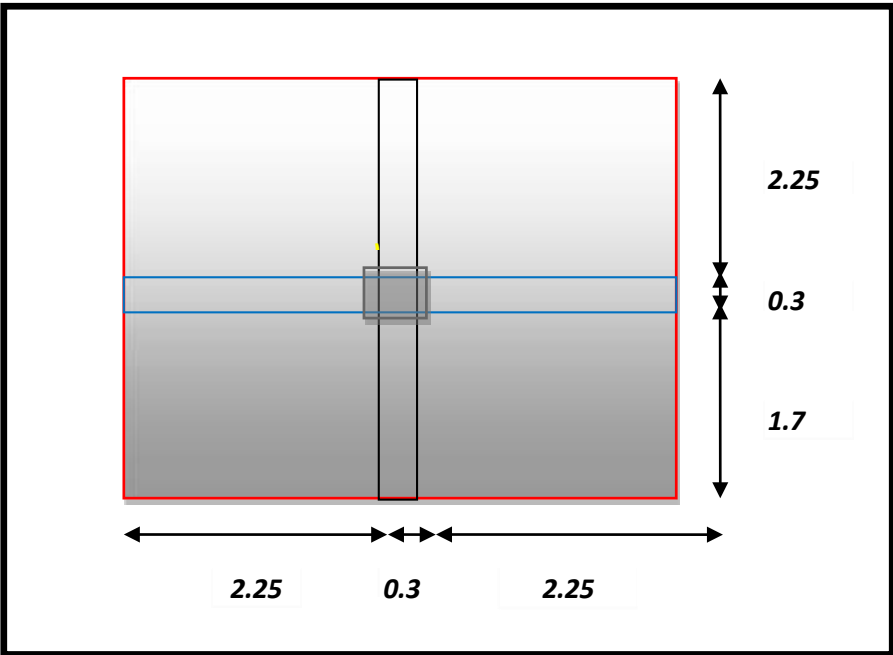


Figure III.3.Descente des charges sur le poteau .



Surface afférente :

$$S_G = (2.25 + 2.25) * (1.7 + 1.6) = 14.85 \text{ m}^2$$

$$S_{Qt} = (2.25 + 2.25 + 0.3) * (1.7 + 1.6 + 0.3) = 17.28 \text{ m}^2$$

$$S_{Q\text{étage}} = S_{Qt\text{err}} - S_{Pot}$$

$$S_{Qe} = S_{Qt_} (0.45 * 0.45) = 17.07 \text{ m}^2$$

Section	Elément	G (kN)	Q (kN)
1—1	p. Terrasse = 6.33x14.85	94.00	
	p.pr = 0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec = 0.30x0.40x3.3x25	9.9	
	Surcharge=(1x17.28)		17.28
2—2	Venant 1—1	119.08	17.28
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
3—3	Venant 2—2	134.57	
	pl.ec=5.1x14.85	75.73	
	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x3.3x25	9.9	
	Surcharge= (1.5 x17.07) +17.28		42.88
4—4	Venant 3—3	235.38	42.88
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
	Venant4-4	250.87	
	pl.ec=5.1 x14.85	75.73	

5-5	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x3.3x25	9.9	
	Surcharge= (1.5 x 17.07x0.9) +42.88		65.92
6-6	Venant 5-5	351.68	65.92
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
7-7	Venant 6-6	367.17	
	pl.ec=5.1x14.85	75.73	
	P.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x3.3x25	9.9	
	Surcharge= (1.5x17.07x 0.8) +65.92		86.40
8-8	Venant 7-7	467.98	86.40
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
9-9	Venant 8-8	483.47	
	pl.ec=5.1x14.85	75.73	
	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x3.3x25	9.9	
	Surcharge= (1.5x17.07x 0.7) +86.40		104.32
10-10	Venant 9-9	584.28	104.32
	Poteau0.45x0.45x3.06 x25	15.49	
	Venant 10-10	599.77	

11-11	pl.ec=5.1x14.85	75.73	
	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x3.3x25	9.9	
	Surcharge = (1.5x17.07 x 0.6) +104.32		119.68
12-12	Venant 11-11	700.58	119.68
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
13-13	Venant 12-12	716.07	
	pl.ec=5.1x14.85	75.73	
	P.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x3.3x25	9.9	
	Surcharge= (1.5x17.07x0.5) +119.68		132.48
14-14	Venant13—13	816.88	132.48
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	15.49	
15-15	Venant 14-14	832.37	
	pl.ec=5.1x14.85	75.73	
	P.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x3.3x25	9.9	
	Surcharge= (5x17.07x0.5) +132.48		175.15
16-16	Venant 15-15	933.18	175.15

	Poteau 0.45x0.45x4.59x25	23.23	
	Σ	956.41	175.15

Tableau. Descente des charges - Poteau Intermédiaire

*G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ⇒ **G=956.41KN.**

*Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ⇒ Selon la loi de dégression,

Q=175.15KN.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1553.87 \text{KN}$$

$$N_u = \mathbf{1553.87 \text{ KN}}$$

▪ **Verification: BAEL91 (B.8.4, 1)**

On vérifie la section qu'on a adoptée à base de la règle (RPA 99) avec la condition à l'E.L.U de stabilité de forme d'un élément simplement comprimé.

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

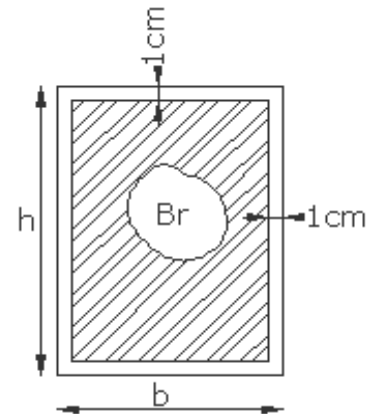
$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{0.7 \times 4.59}{0.45} = 24.70$$

$$\lambda = 24.70 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times (24.70/35)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.773$$

B_r : Section réduite de poteau.

$$B_r = (450 - 20) \times (450 - 20) = 184900 \text{mm}^2$$



$$A_{\min}^{BAEL} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 450}{100} = 405 \text{mm}^2 \\ \frac{8 \times (b + h)}{100} = \frac{8 \times (450 + 450)}{100} = 72 \text{mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 72 \text{mm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8\% B = \frac{0.8 \times 450 \times 450}{100} = 1620 \text{mm}^2 \text{ en : zone (II a)}$$

$$A = \max(A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RPA}) = A_{\min}^{RPA} = 1620 \text{mm}^2$$

$$\overline{N}_U \leq 0.773 \times \left[\frac{184900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1620 \times \frac{400}{1.15} \right] = 3082377.95 \text{N}$$

$$\Rightarrow N_U = 1553870 \text{N} \leq \overline{N}_U = 3082377.95 \text{N} \dots \dots \dots (c.v)$$

Vérification vis-à-vis du RPA (art7.4.3.1 p 50) :

$$\nu = \frac{N_{ser}}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$\nu = \frac{1131560}{450 \times 450 \times 25} = 0.22 \dots \dots \dots (CV)$$

Donc les sections (45*45) choisies sont suffisantes pour tous les étages.

Descente des charges sur le poteau de rive :



Surface afférente :

$$S_G = (2.25 + 2.25) * (1.6) = 7.2 \text{ m}^2$$

$$S_{Qt} = (2.25 + 2.25 + 0.3) * (1.6 + 0.3) = 9.12 \text{ m}^2$$

$$S_{Q\text{étage}} = S_{Qt\text{terr}} - S_{\text{Pot}}$$

$$S_{Qe} = S_{Qt} - (0.40 * 0.40) = 8.96 \text{ m}^2$$

Section	Elément	G (kN)	Q (kN)
1—1	p. Terrasse = 6.33x7.2	45.57	
	p.pr = 0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec = 0.30x0.40x1.6x25	4.8	
	Surcharge=(1x9.12)		9.12
2—2	Venant 1—1	65.55	9.12
	Poteau 0.40x0.40x3.06x25	12.24	

3—3	Venant 2—2	77.79	
	pl.ec=5.1x7.2	36.72	
	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x1.6x25	4.8	
	Surcharge= (1.5 x8.96) +9.12		22.25
4—4	Venant 3—3	134.49	22.25
	Poteau0.40x0.40x3.06x25	12.24	
5-5	Venant4-4	146.73	
	pl.ec=5.1 x7.2	36.72	
	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x1.6x25	4.8	
	Surcharge= (1.5 x8.96x0.9) +22.25		34.34
6-6	Venant 5-5	203.43	34.34
	Poteau0.40x0.40x3.06x25	12.24	
7-7	Venant 6-6	215.67	
	pl.ec=5.1x7.2	36.72	
	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x1.6x25	4.8	
	Surcharge= (1.5x8.96x 0.8) +34.34		45.09

8-8	Venant 7-7	272.37	45.09
	Poteau0.40x0.40x3.06x25	12.24	
9-9	Venant 8-8	284.61	
	pl.ec=5.1x7.2	36.72	
	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x1.6x25	4.8	
	Surcharge= (1.5x8.96x 0.7) +45.09		54.49
10-10	Venant 9-9	341.31	54.49
	Poteau0.40x0.40x3.06 x25	12.24	
11-11	Venant 10-10	353.55	
	pl.ec=5.1x7.2	36.72	
	P.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x1.6x25	4.8	
	Surcharge = (1.5x8.96x 0.6) +54.49		62.55
12-12	Venant 11-11	410.25	62.55
	Poteau0.45x0.45x3.06x25	12.24	
13-13	Venant 12-12	422.49	
	pl.ec=5.1x7.2	36.72	
	P.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x1.6x25	4.8	

	Surcharge= $(1.5 \times 8.96 \times 0.5) + 62.55$		69.27
14-14	Venant 13—13	479.19	69.27
	Poteau 0.40x0.40x3.06x25	12.24	
15-15	Venant 14-14	491.43	
	pl.ec=5.1x7.2	36.72	
	p.pr=0.30x0.45x4.5x25	15.18	
	p. Sec =0.30x0.40x1.6x25	4.8	
	Surcharge= $(5 \times 8.96 \times 0.5) + 69.27$		91.67
16-16	Venant 15-15	548.13	91.67
	Poteau 0.40x0.40x4.59x25	18.36	
	Σ	566.49	91.67

Tableau. Descente des charges - Poteau de rive

*G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré $=G=566.49\text{KN}$.

*Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau \Rightarrow Selon la loi de dégression,

Q=91.67KN

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 902.31\text{KN}$

$N_u = 902.31\text{ KN}$

▪ **Vérification: BAEL91 (B.8.4, 1)**

On vérifie la section qu'on a adoptée à base de la règle (RPA 99) avec la condition à l'E.L. U de stabilité de forme d'un élément simplement comprimé.

$$N_U \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{0.7 \times 4.59}{0.40} = 27.79$$

$$\lambda = 27.79 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times (27.79/35.)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.754$$

B_r : Section réduite de poteau.

$$B_r = (400 - 20) \times (400 - 20) = 144400 \text{mm}^2$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{mm}^2 \\ \frac{8 \times (b + h)}{100} = \frac{8 \times (400 + 400)}{100} = 64 \text{mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 64 \text{mm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8\% B = \frac{0.8 \times 400 \times 400}{100} = 1280 \text{mm}^2 \text{ en : zone (II a)}$$

$$A = \max(A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RPA}) = A_{\min}^{RPA} = 1280 \text{mm}^2$$

$$\overline{N_U} \leq 0.754 \times \left[\frac{144400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1280 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2351945.76 \text{N}$$

$$\Rightarrow N_U = 902310 \text{N} \leq \overline{N_U} = 2351945.76 \text{N} \dots \dots \dots (c.v)$$

Vérification vis-à-vis du RPA (art7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{N_{ser}}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$v = \frac{658160}{400 \times 400 \times 25} = 0.16 \dots \dots \dots (CV)$$

Donc les sections (45*45) choisies sont suffisantes pour tous les étages, concernant les poteaux des rives.

V. CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGE

1.L'ACROTÈRE

- Charge permanente

Surface de l'acrotère = $(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow S_T = 0.0685 \text{ m}^2$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times 0.6 \times 180 = 108 \text{ N/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 1712.5 + 108 = 1820.5 \text{ N/ml}$

- Surcharge

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est égale à 1000 N/m^2

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1820.5 \text{ N/ml} \\ Q = 1000 \text{ N/ml} \end{array} \right. \text{ Dans une bonde d'un mètre de largeur}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p: facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (I) donc :

A = 0.1 selon le tableau 4.1

C_p = 0.80 élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1820.5 \Rightarrow F_p = 582.56 \text{ N/ml.}$$

$$582.56 \text{ N/ml.} < 1000 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1820.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml}$$

2. L'ESCALIER

Palier :

*Charge Permanente:

Matériaux	P (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2200	0.02	44
2- Mortier de pose	2000	0.02	40
3-Poids propre de palier	2500	0.15	375
4 -Enduit extérieur	1400	0.02	28
			G=487kg/m²

Tab.07. Charge permanente du palier de repos de l'escalier.

*Charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

° Paillasse :

*Charge permanente :

Matériaux	P (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2200	0.02	44
2- Mortier de pose	2000	0.02	40
3-Poids des marches	2200	0.17/2	187
4-Poids du paillasse	2500	$0.12/\cos\alpha$	358.4
5-Enduit extérieur	1400	0.02	28
			G=657.4 kg/m²

Tab.07. Charge permanente du paillasse de l'escalier

*Charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

3- PLANCHERS

- **Plancher terrasse non-accessible**

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

1-Protection en gravillon.

2-Etanchéité multicouche.

4-Isolation thermique.

3-béton de pente.

5- dalle en corps creux.

6- Enduit en plâtre.

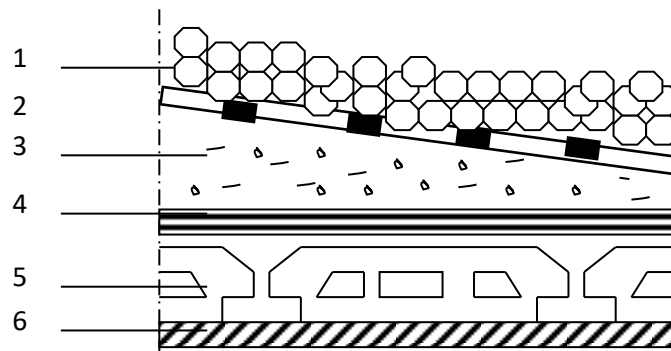


Figure 5.1. Plancher terrasse..

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Gravier	0.05	20	1.00
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Isolation thermique	0.04	4	0.16
04	Forme de pente	0.1	20	2.00
05	Dalle en corps creux	0.2	-	2.80
06	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 6.28$

Charge permanente : $G=6.28 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 6.28 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage courant:**

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle en corps creux	0.2	-	2.80
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
06	Cloisons	-	-	1
				$\Sigma = 5.2$

Charge permanente : $G=5.2 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.2 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation:

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ pour RDC, 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7^{ème} étages \Rightarrow l'usage est d'habitation.

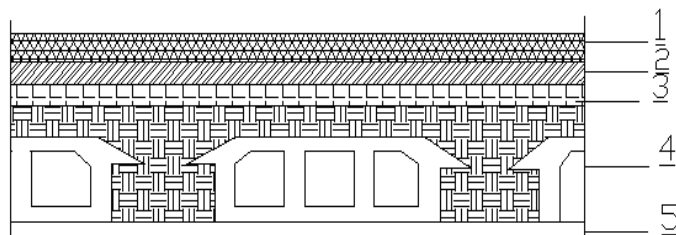


Figure 5.2.Plancher étage courant

4. Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

1. Enduit de ciment (2cm).
2. Brique creuse (15cm).
3. L'âme d'air (5cm).
4. Brique creuse (10cm).
5. Enduit en plâtre (2cm).

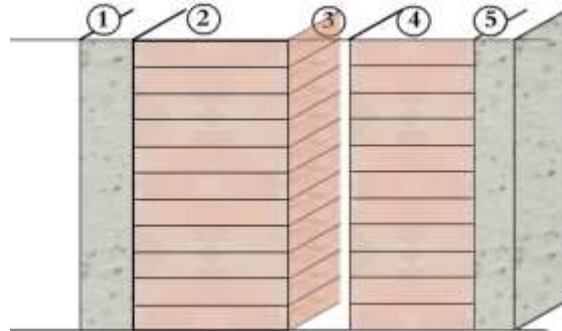


Figure 5.3.Murs extérieurs.

N°	Désignations	e (m)	G (KN/m ²)
01	Enduit extérieure en ciment	0.02	0.4
02	Briques creuses	0.15	1.30
03	Briques creuses	0.10	0.90
04	Enduit en plâtre intérieur	0.02	0.20
			$\Sigma = 2.80$

Charge permanente : $G = 2.80 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 2.8 \text{ KN/ml}$

Poids des poteaux

Section de poteaux	Calcul	G (KN)
45*45	$0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25$	15.49

Poids des poutres

Type de poutre	Section	Calcul	G (kN)
Poutre principale	45*30	$0.45 \times 0.30 \times 25$	3.37
Poutre secondaire	30*40	$0.30 \times 0.4 \times 25$	3

Chapitre : 4

**CALCUL DES
ELEMENTS
SECONDAIRES**

VI. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.1.Introduction

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle:

- La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.
 - De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
 - De toit pour l'étage sous-jacent.
 - D'écran permettant le confort de l'habitation.
-
- **Dans notre projet on utilise: Les planchers à corps creux.**

Justification du choix des planchers de corps creux:

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

planchers:

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Méthodes de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes; méthodes forfaitaires.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir aux bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

VI.2. PLANCHERS A CORPS CREUX

1.INTRODUCTION

Les planchers sont des plates formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, des charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les autre accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de grande rigidité.

- Fonctions nécessaires de plancher

- Résistance mécanique
- Rigidité aux déformations
- Isolation acoustique.
- Etanchéité
- Isolation thermique
- Résistance à l'incendie accidentelle
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication

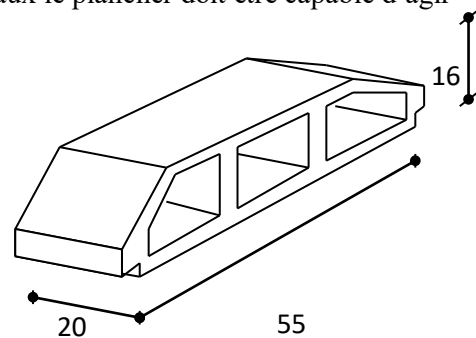


Figure IV.1. Corps Creux.

2. CONCEPTION DES PLANCHERS

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs poutrelles coulées sur place et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

3. METHODES DE CALCUL

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément.

4. CALCUL DES FERRAILLAGE

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

5. CALCUL DES MOMENTS

- Les moments en appui

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour cas de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive cas de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires non voisins de la rive (plus de trois travées)

-Les moments en travées

$$M_T + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0$$

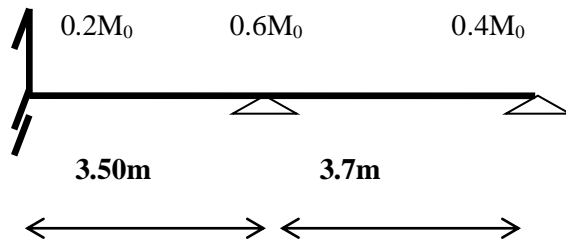
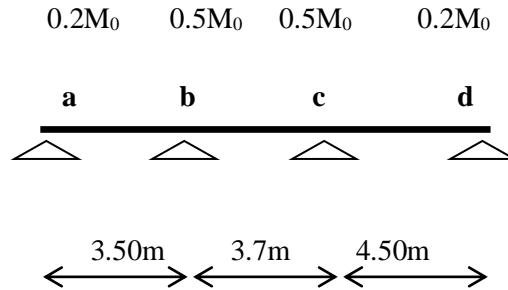
$$M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée de rive}$$

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

6. CALCUL DESSOLLICITATIONS

Nous avons un (3) type des poutrelles à calculer.

- **Plancher terrasse**



Condition d'application TERRASSE

- $Q=1000 \text{ N}$; $G=6330 \text{ N}$
 $1000 \leq 2 \times 6330 = 12660 \text{ N}$ (C.V)

- Les moments d'Inertie des poutres sont constants (I) (CV).
- les travées sont espacées à distance différentes :
- 4.50m, 3.7m, 3.50m

Alors : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.5}{3.7} = 1.21 \leq 1.25$ (C.V)

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.7}{3.5} = 1.05 \leq 1.25 \text{ (C.V)}$$

- Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité multicouches (C.V)

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1000}{1000 + 6330} = 0.136$$

➤ Les moments en travées

- Travée de rive (travée AB, CD)

$$M_t \geq \max (1.05 M_0, (1+0.3 \alpha) M_0) - \left(\frac{0.2 + 0.5}{2} \right) M_0$$

$$M_t^T \geq \max (1.05 M_0, 1.04 M_0) - 0.35 M_0 = 0.7$$

$$M_t^T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.62 M_0$$

$$\Rightarrow M_t^T = 0.7 M_0$$

- Travée intermédiaire (B,C)

$$M_t \geq \max (1.05 M_0, (1+0.3 \alpha) M_0) - \left(\frac{0.5 + 0.5}{2} \right) M_0$$

$$M_t^T \geq \max (1.05 M_0, 1.04 M_0) - 0.50 M_0 = 0.55 M_0$$

$$M_t^T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.52 M_0$$

$$\Rightarrow M_t^T = 0.55 M_0.$$

- Les charges appliquées

E. L. U

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q). E = (1.35 \times 6330 + 1.5 \times 1000) \times 0.65 = 6529.57 \text{ N/ml}$$

- Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{6529.57 \times 4.5^2}{8} = 16527.98 \text{ N.m}$$

***Les moments sur appuis**

$$M_a = 0.2 M_0 = 3305.59 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.5 M_0 = 8263.99 \text{ N.m}$$

-E. L. S

$$P_s = (G + Q). E = (6330 + 1000) \times 0.65 = 4764.5 \text{ N/ml}$$

- Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{6529.57 \times 3.7^2}{8} = 11173.72 \text{ N.m}$$

-Les moments sur appuis

$$M_a = M_d = 0.2 M_0 = 2234.74 \text{ N.m}$$

$$M_b = M_c = 0.5 M_0 = 5586.86 \text{ N.m}$$

-Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{6529.57 \times 3.5^2}{8} = 9998.4 \text{ N.m}$$

-Les moments sur appuis

$$M_a = M_d = 0.2 M_0 = 1999.68 \text{ N.m}$$

$$M_b = M_c = 0.5 M_0 = 4999.2 \text{ N.m}$$

-E. L. S

$$P_s = (G + Q). E = (6330 + 1000) \times 0.65 = 4764.5 \text{ N/ml}$$

Les efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

➤ **Type : Terrasse**

-E.L.U

Travée	L (m)	P _u (N/ml)	M ₀ (Nm)	M _g (Nm)	M _d (Nm)	M _t (Nm)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	4.5	6529.57	16527.98	8263.99	3305.59	11569.58	13589.66	-15793.39
B-C	3.7	6529.57	11173.72	5586.86	2234.74	6145.54	11173.72	-12985.68
C-D	3.5	6529.57	9998.4	1999.68	4999.2	6998.88	12283.75	-10569.74

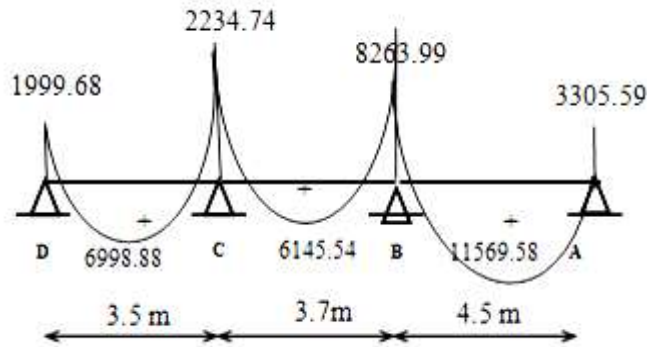


Figure IV.2. Diagramme de M.

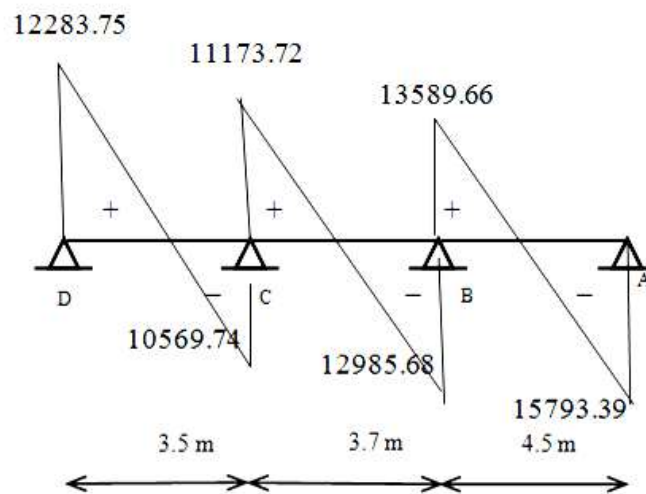


Figure IV.3. Diagramme de l'effort tranchant.

E.L.S

Travée	L (m)	P_s (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)
A-B	4.5	4764.5	12060.14	6030.07	2412.02	8442.09
B-C	3.7	4764.5	8153.25	4076.62	4076.62	4484.28
C-D	3.5	4764.5	7295.64	1459	3646.82	5106.94

ETAGE

-Condition d'application

- $Q=5000\text{ N}$; $G=5100\text{ N}$
 $5000 \leq 2 \times 5100 = 10200\text{N}$ (C.V)
- Les moments d'Inertie des poutres sont constants (I) (CV).
- les travées sont espacées à distance différentes :
- 4.5 m, 3.7m, 3.5 m

$$\text{Alors : } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.5}{3.7} = 1.21 \leq 1.25 \text{ (C.V)}$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.7}{3.5} = 1.05 \leq 1.2 \text{ (C.V)}$$

- Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches (C.V)

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5000}{5000+5100} = 0.495$$

➤ Les moments en travées

- Travée de rive (travée AB, CD)

$$M_t \geq \max (1.05 M_0, (1+0.3 \alpha) M_0) - \left(\frac{0.2 + 0.5}{2} \right) M_0$$

$$M_t^T \geq \max (1.05 M_0; 1.148M_0) - 0.35 M_0 = 0.79 M_0$$

$$M_t^T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.67 M_0$$

$$\Rightarrow M_t^T = 0.79M_0$$

- Travée intermédiaire (BC)

$$M_t \geq \max (1,05 M_0, (1+0,3 \alpha) M_0) - \left(\frac{0,5 + 0,5}{2} \right) M_0$$

$$M_t^T \geq \max (1,05 M_0; 1.148M_0) - 0,50 M_0 = 0.64 M_0$$

$$M_t^T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0,57M_0$$

$$\Rightarrow M_t^T = 0,64 M_0.$$

- Les charges appliquées

E. L. U

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q). E = (1,35 \times 5100 + 1,5 \times 5000) \times 0,65 = 9350,25 \text{ N/ml}$$

-Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{9350,25 \times 4,5^2}{8} = 23667,82 \text{ N.m}$$

***Les moments sur appuis**

$$M_a = 0,2 M_0 = 4733,56 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0,5 M_0 = 11833,9 \text{ N.m}$$

-E. L. S

$$P_s = (G + Q). E = (5100 + 5000) \times 0,65 = 6565 \text{ N/ml}$$

-Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8} \qquad M_0 = \frac{6025,5 \times 3,95^2}{8} = 11751,6 \text{ N.m}$$

-Les moments sur appuis

$$M_b = M_c = 0,5 M_0 = 5875,8 \text{ N.m}$$

-Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{9350,25 \times 3,7^2}{8} = 16000,61 \text{ N.m}$$

-Les moments sur appuis

$$M_d = 0,2 M_0 = 3200,12 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0,5 M_0 = 8000,3 \text{ N.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \qquad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}.$$

➤ Type : Etage RDC

-E.L.U

Travée	L (m)	P _u (N/ml)	M ₀ (Nm)	M _g (Nm)	M _d (Nm)	M _t (Nm)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	4.5	9350.25	23667.82	11833.91	4733.56	18697.57	19460.20	-22615.71
B-C	3.7	9350.25	16000.61	8000.30	8000.30	10240.39	17297.96	-17297.96
C-D	3.5	9350.25	14317.57	2863.51	7158.78	11310.88	17590.15	-15135.71

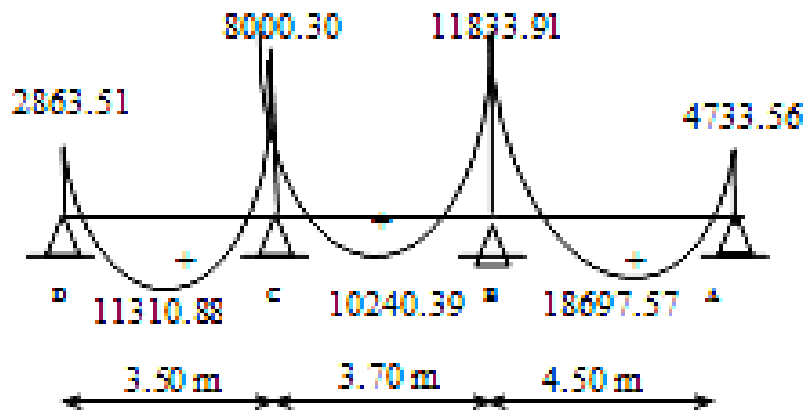


Figure IV.4. Diagramme de M et

Figure IV.4. Diagramme de M et

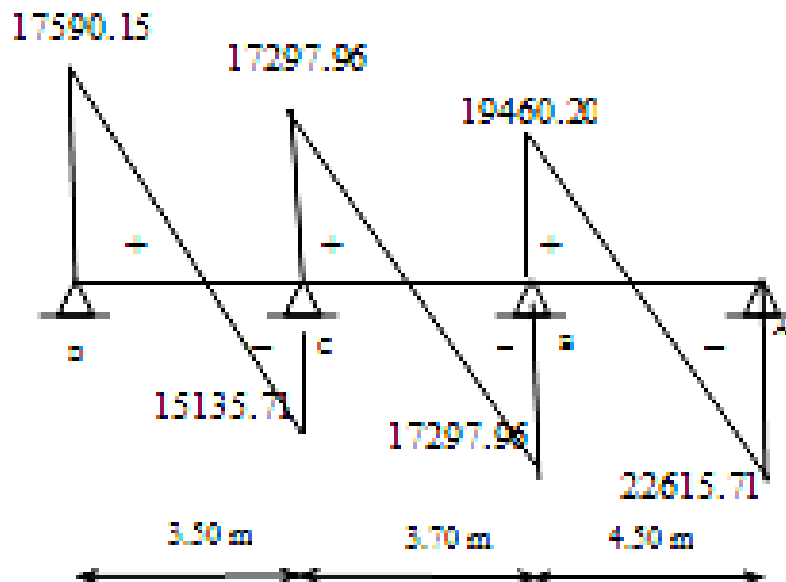


Figure IV.5. Diagramme de l'effort tranchant.

E.L.S pour 3 travée

Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (Nm)	M_d (Nm)	M_t (Nm)
A-B	4.50	6565	16617.65	8308.82	3323.53	13127.94
B-C	3.70	6565	11234.35	5617.17	5617.17	7189.98
C-D	3.50	6565	10052.65	2010.53	5026.32	7941.59

➤ Type : Terrasse

-E.L.U

Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (Nm)	M_g (Nm)	M_d (Nm)	M_t (Nm)	T_g (N)	T_d (N)
B-C	3.70	6529.57	11173.72	4469.48	6704.23	7821.60	12683.69	-11475.71
C-D	3.50	6529.57	9998.40	5999.04	1999.68	6998.88	10284.07	-12569.41

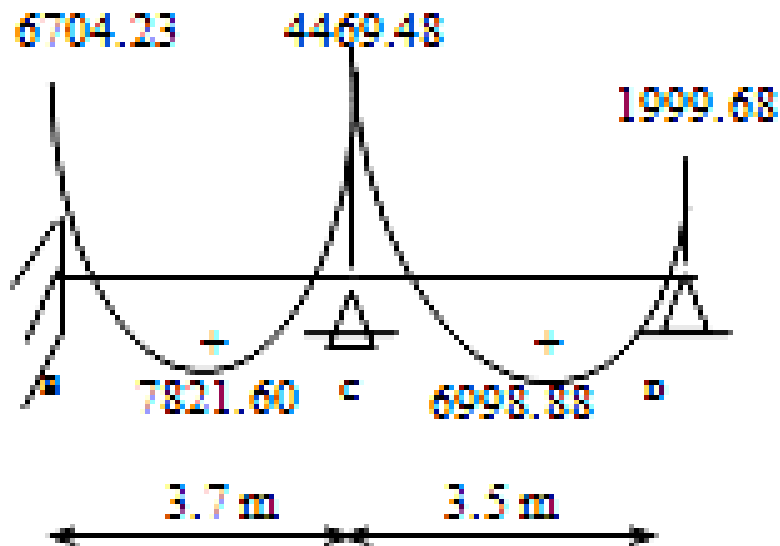


Figure IV.6. Diagramme de M

Type 2 : RDC

-E.L.U

Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
B-C	3.7	9350.25	16000.61	6400.24	9600.36	10240.39	18162.85	-16433.06
C-D	3.5	9350.25	14317.57	8590.54	2863.51	9163.24	14726.64	-17999.22

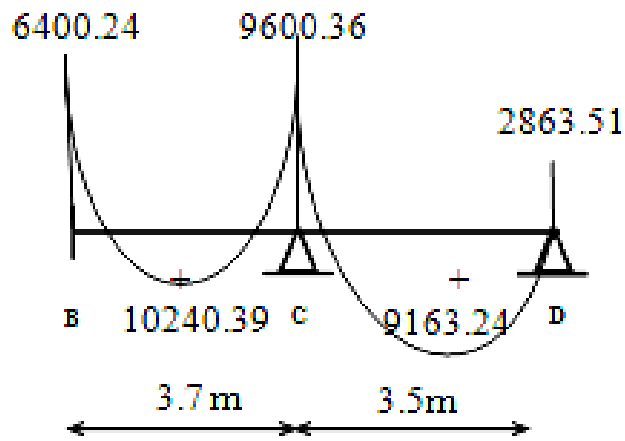


Figure IV.7. Diagramme de M

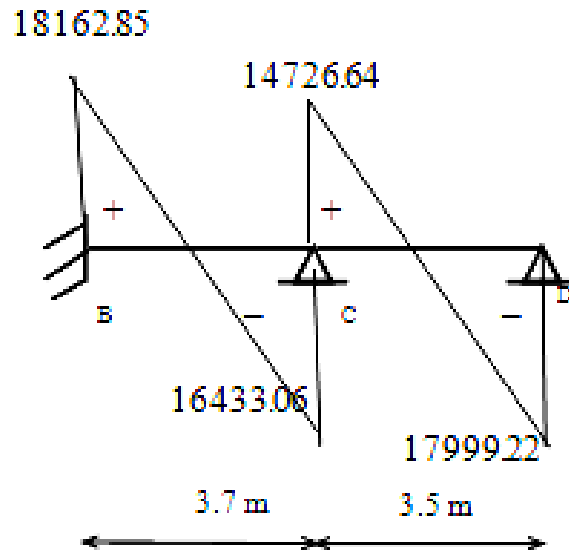


Figure IV.8. Diagramme de l'effort tranchant.

E.L.S

Travée	L (m)	P_s (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	Mt (N.m)
B-C	3.7	6565	11234.35	4493.74	6740.61	7189.98
D-C	3.5	6565	10052.65	6031.59	2010.53	6433.69

7. CALCUL DU FERRAILLAGE

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

7.1. Les armatures longitudinales

a - Plancher Terrasse

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = 18\text{cm} \quad ; \quad c = 2\text{cm}$$

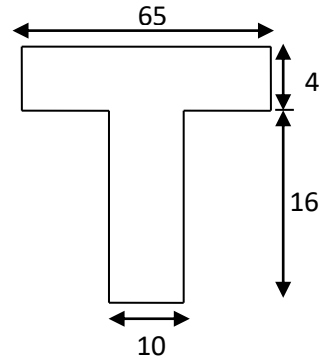


Figure IV.9. Section de ferrailage de poutrelle

E. L. U

*En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_0 = 25844 \text{ Nm.}$$

$$M_t^{\max} = 11569.58 \text{ Nm} < M_0 = 25844 \text{ Nm.}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65$ cm.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b d^2} = \frac{11569.58}{14.2 \times 65 \times 18 \times 18} = 0.0386 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0.0386 \Rightarrow \beta = 0.980 \Rightarrow \alpha = 0.049$$

$$A_U = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11569.58}{348 \times 0.980 \times 18} = 1.884 \text{ cm}^2$$

*Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

M^a (Nm)	μ	μ_1	α	β	A (cm ²)
8263.99	0.0276	0,392	0.035	0.985	1.33

-E. L. S : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	Mu (Nm)	Mser (Nm)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Entravée	0.049	11569.58	8442.09	1,370	25	0,435	v
Sur Appui	0.035	8263.99	6030.07	1,370	25	0,435	v

- Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{rmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En travée : } A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{Entravée : } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau Récapitulatif:** $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	$A_{calcu} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_m' (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	1.884	1.41	1.30	1.884	2T12 = 2,26
Appuis	1.33	0.21	0.20	1.33	1T14 = 1.54

b- Plancher Étage RDC

- E. L. U

	$M_u (Nm)$	μ	μl	α	β	$A_{calcu} (cm^2)$
Travée	18697.57	0.0625	0.392	0.0807	0.967	3.08
Appuis	11833.91	0.0395	0.392	0.0504	0.979	1.92

- E. L. S

	α	$M_u (Nm)$	$M_{ser} (Nm)$	γ	αl	Condition
Travée	0.0807	18697.57	13127.94	1.424	0.441	V
Appuis	0.0504	11833.91	8308.82	1.424	0.441	V

- **Tableau Récapitulatif :** $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	$A_{calcu} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_m' (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adopte} (cm^2)$
Travée	3.08	1.41	1.30	3.08	2T14 = 3.08
Appuis	1.92	0.21	0.20	1.92	1T16 = 2.01

7.2. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{22615.71}{100 \times 180} = 1.25 \text{ MPa}$$

▪ Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

▪ Diamètres minimales Φ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10} \right)$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71; 10; 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

▪ L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_t \leq [0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)] = 20.96 \text{ cm}$$

On dispose les armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

7.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1.31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$l'on a : V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28}$$

Au maximum $a = 0.9d = 18\text{cm}$.

$$V_u = 22615.86\text{N}$$

$$0.267a.b_0.f_{c28} = 0.267 \times 18 \times 10 \times 100 \times 25 = 120150\text{N}$$

$$V_u = 22615.86\text{N} \leq 120150\text{N}$$

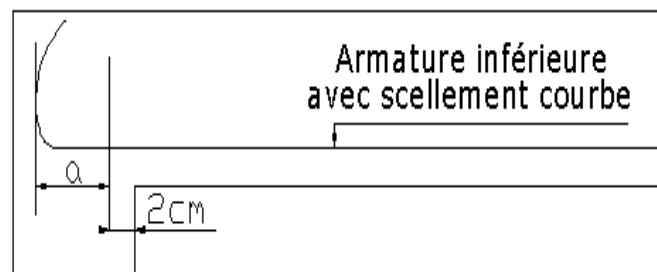


Figure IV.22. Armature inférieure.

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que

$$l'on ait : A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 3.08 \text{ cm}^2 = 308 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{22615.86}{400} = 65.02$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 65.02 \text{ mm}^2$$

7.4. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$.

Donc on choisi un treilli soudé TS $\phi 5$ (20x30) cm^2 .

7.5. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0.051 > 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{390} \geq \frac{12550.42}{15 \times 16090.28} = 0.051 > 0.05 \dots \dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

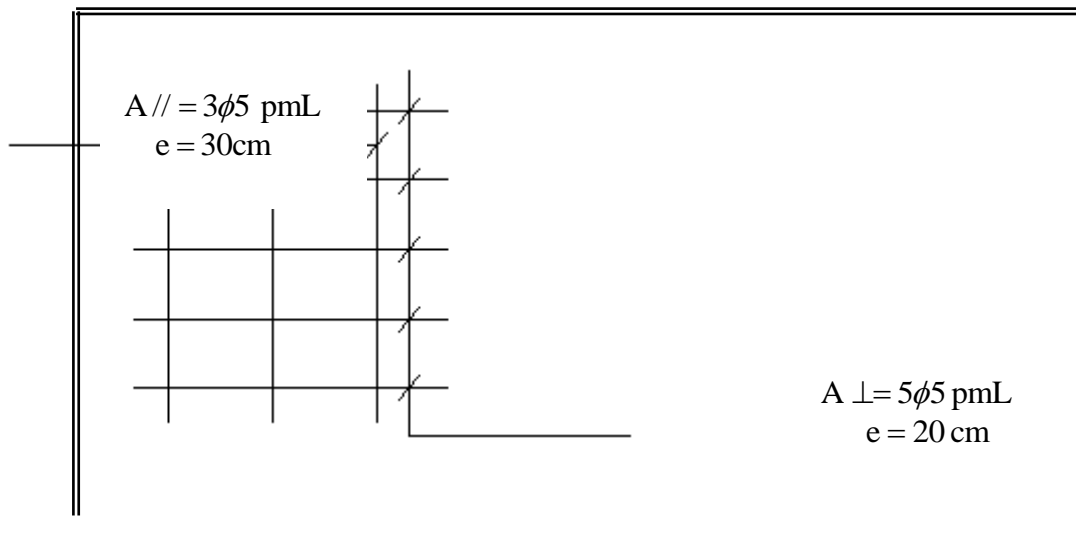


Figure IV.10. Ferrailage de la dalle de compression.

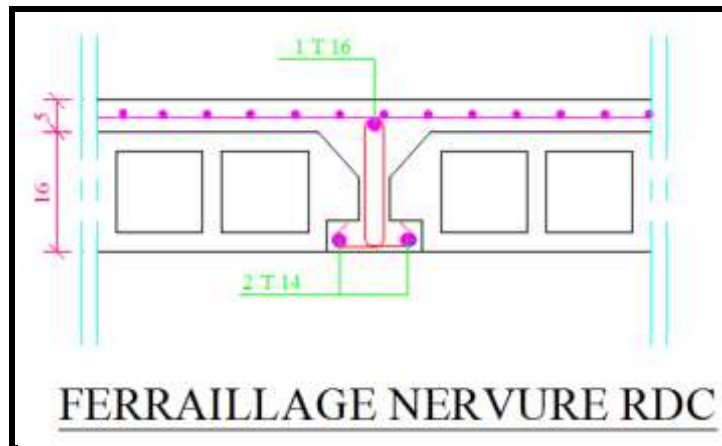


Figure.11

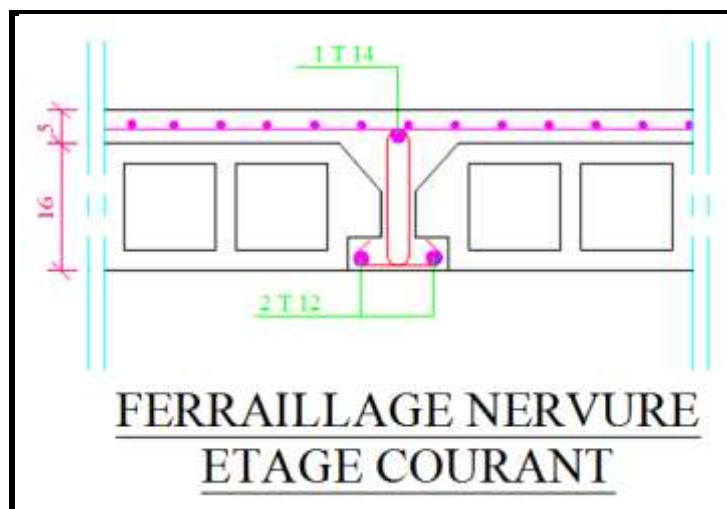


Figure.11

VI.3.L'ESCALIER

1.METHODE DE CALCUL

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

2. COMBINAISONS D'ACTION

E.L.U

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q$$

E.L.S

$$P_{ser} = (G + Q)$$

- Type (a)

	Paillasse (kg/ml)	Palier(kg/ml)
ELU	1262.49	1032.45
ELS	907.4	737

3. CALCUL DES SOLLICITATIONS

- Chéma statique

- Type (a)

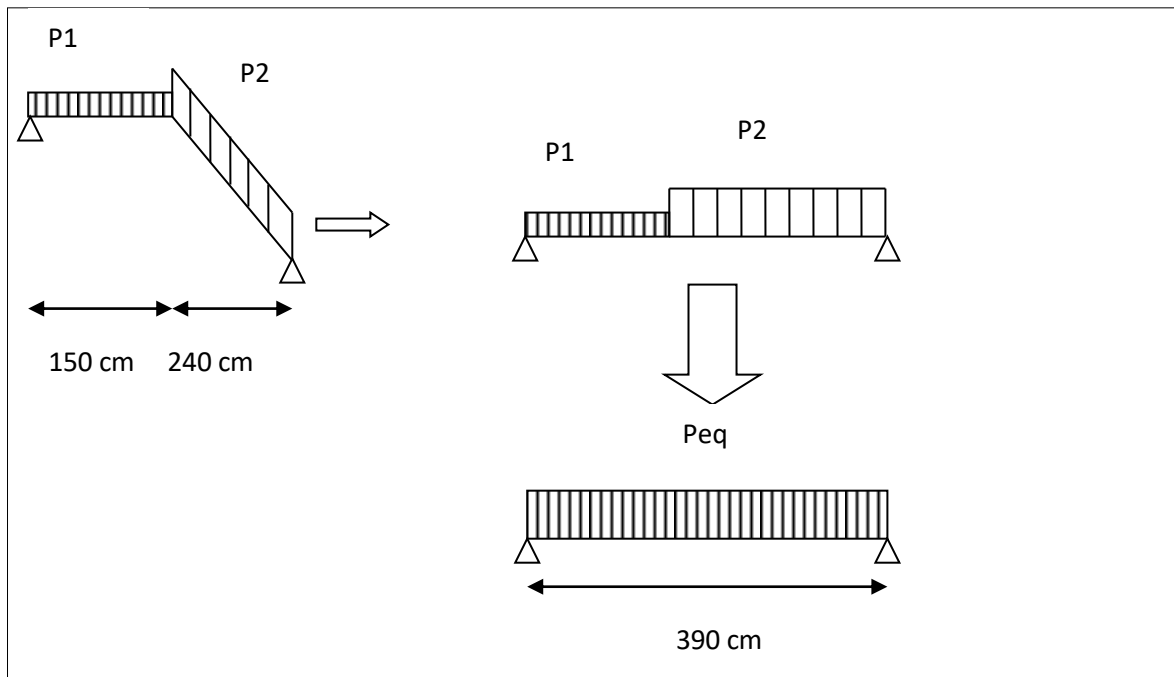
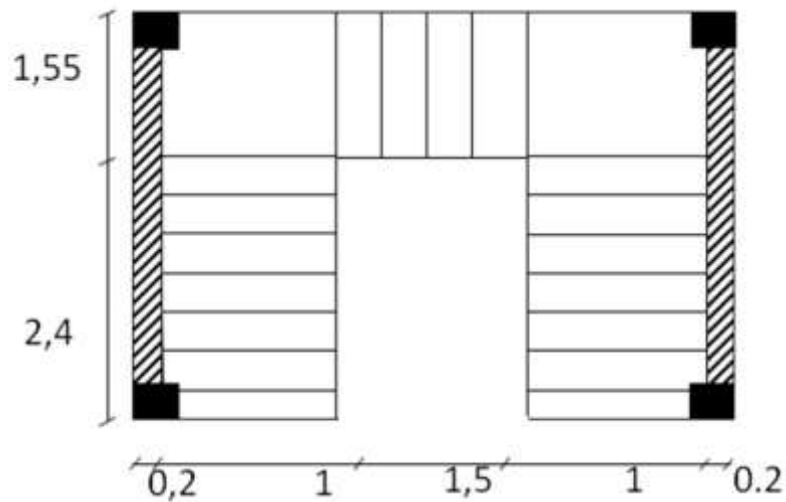


Figure IV.12. Les charges sur l'escalier (type a).



➤ L'E.L.U

- Type (a)

- La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$p_{eq} = \frac{(1032.45 \times 1.50) + (1262.49 \times 2.40)}{1.50 + 2.40} = 1174.01 \text{ kg/ml}$$

- Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{1174.01 \times 3.90^2}{8} = 2232.08 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 2232.08 = 1897.26 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 2232.08 = 669.62 \text{ kg.m}$$

- Calcule l'effort tranchant

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2} = 1174.01 \times \frac{3.90}{2} = 2289.31 \text{ kg}$$

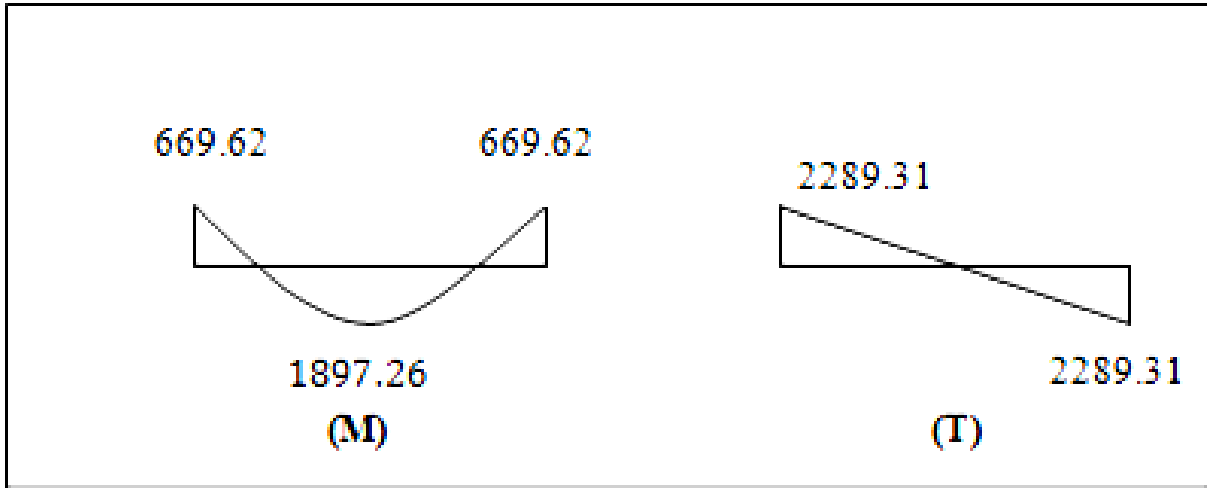


Figure IV.13. Diagrammes de M et T(ELU).

➤ **L'E.L.S**

-La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$p_{eq} = \frac{(737 \times 1.50) + (907.4 \times 2.40)}{1.50 + 2.40} = 841.86 \text{ kg/ml}$$

-Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{841.86 \times 3.90^2}{8} = 1600.58 \text{ kg. m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 1600.58 = 1360.49 \text{ kg. m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 1600.58 = 480.17 \text{ kg. m}$$

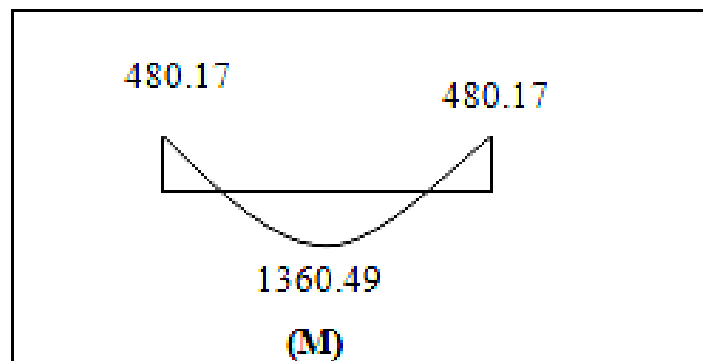


Figure IV.14. Diagrammes de M et T(ELS).

	$p_{eq}(\text{kg/ml})$	$M_0(\text{kg. m})$	$M_t(\text{kg. m})$	$M_a(\text{kg. m})$	$T(\text{kg})$
E.L.U	1174.01	2232.08	1897.26	669.62	2289.31
ELS	841.86	1600.58	1360.49	480.17	

4. CALCUL DEFERRAILLAGE

4.1. Les armatures longitudinales

- Type (a)

$$h=15\text{cm}$$

$$b=100\text{ cm}$$

$$d=h-c (c=2\text{ cm})=15-2=13\text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2\text{ Mpa}$$

- En Travée

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{1897.26 \times 10}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.079$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.079 < \mu_1 = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.0962\beta = 0.962$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{1897.26 \times 10}{348 \times 0.962 \times 13} = 4.35\text{ cm}^2$$

- Sur Appuis

$$\mu = \frac{669.62 \times 10}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.0279$$

$$\alpha = 0.033\beta = 0.987$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{669.62 \times 10}{348 \times 0.987 \times 13} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif du résultat

Elément	M (kg.m)	b (cm)	μ	μ_1	α	β	$A^{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	1897.26	100	0.079	0.392	0.0962	0.962	4.35
Appui	669.62	100	0.0279	0.392	0.0330	0.987	1.5

E.L.S

la contrainte maximale de béton comprimée: B.A.E.L.91.(A.4.5.2).

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Il ne sera pas nécessaire de calculer σ_b pour E.L.S si la relation suivante est remplie

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Type (a+b)

	α	M_u (kg.m)	$M_{ser}(\text{kg.m})$	γ	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0962	1897.26	1360.49	1.390	25	0.445	vérifiée
Sur appuis	0.0330	669.62	480.17	1.390	25	0.445	vérifiée

- Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1)

- Type (a+b)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$

- Pourcentage minimale: B.A.E.L 91 (art B.6.4)

• Type (a+b)

- En travée : $A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min}, A'_{\min})$

Type (a)

Tableau récapitulative du ferrailage

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$	choix
Travée	4.35	1.569	1.5	4.35	5.65	5 HA 12
Appui	1.5	1.569	1.5	1.569	2.01	4HA 8

4.2. Vérification de l'effort tranchant

- La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{22893.1}{1000 \times 130} = 0.176 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1.211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa Appuis}$$

$$\tau_u = 0.176 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (C.V)}$$

4.3. Les armatures de répartition

$$A_t = A_L / 4$$

	A_L	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	5.65	1.413	3HA8=1.51 cm ²
Appuis	2.01	0.503	3HA8=1.51cm ²

Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Travée: $s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Appuis: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

b-Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

-Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$ (Appui)

- Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$ (Travée)

4.4. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{390} = 0.0384 \leq 0.0625 \dots \dots \dots (C : \text{non vérifier})$$

$$2/\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 10} = 0.00565 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots (C : \text{vérifier})$$

$$3/\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{390} \geq \frac{1897.26}{10 \times 2232.08} = 0.0384 \leq 0.084 \dots \dots (C : \text{non vérifier})$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

Calcul de la flèche :BAEL 91 (art B.6.5, 2)

➤ **Position du centre de gravité de la section homogène**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 15 \frac{15}{2} + 15 \times 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 7.79 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 5.79 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_o = \frac{100}{3} (7.79^3 + 7.21^3) + 15 \times 5.65 \times 5.79^2 = 31092.31 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00434$$

Pour les déformations instantanée $b = b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00434} \Rightarrow \lambda_i = 4.838$$

➤ **Déformations de longue durée**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

$$\frac{2}{5} \times 4.838 \Rightarrow \lambda_v = 1.935$$

➤ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g = \frac{487 \times 1.50 + 657.4 \times 2.4}{1.50 + 2.4} = 591.86 \text{Kg} / m$$

$$j = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{400 \times 1.50 + (358.4 + 187) \times 2.4}{3.90} = 489.47 \text{Kg} / m$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85gl^2}{8} = \frac{0.85 \times 591.86 \times 3.90^2}{8} = 956.48 \text{kg.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85jl^2}{8} = \frac{0.85 \times 489.47 \times 3.90^2}{8} = 791.01 \text{kg.m}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 907.4 \times 3.90^2}{8} = 1466.41 \text{kg.m}$$

➤ **Calcul des contraintes de traction**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.434$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.434 \Rightarrow \beta_1 = 0.899$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{956.48 \times 10^4}{0.899 \times 565 \times 130} = 144.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{791.01 \times 10^4}{0.899 \times 565 \times 130} = 119.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{1466.41 \times 10^4}{0.899 \times 565 \times 130} = 222.07 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de coefficient << μ >>**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (\text{A=0 si } \mu=0)$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00434 \times 119.79 + 2.1} = 0.1207$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00434 \times 144.85 + 2.1} = 0.203$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00434 \times 222.07 + 2.1} = 0.382$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

Calcul des inerties

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{31092.31}{1 + 1.935 \times 0.203} = 24555.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{31092.31}{1 + 4.838 \times 0.203} = 17255.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{31092.31}{1 + 4.838 \times 0.1207} = 21592.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q\ ser} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q\ ser}} = 1.1 \times \frac{31092.31}{1 + 4.838 \times 0.382} = 12008.47 \text{ cm}^4$$

➤ **Flèche correspondant**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{956.48 \times 10^3 \times (390)^2}{10 \times 3216420 \times 17255.08} = 0.2621 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot I^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{791.01 \times 10^3 \times (390)^2}{10 \times 3216420 \times 21592.60} = 0.1732 \text{ cm}$$

$$f_{q\ ser} = \frac{M_{ser}^{q\ ser} \cdot I^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{q\ ser}} = \frac{1466.41 \times 10^3 \times (390)^2}{10 \times 3216420 \times 12008.47} = 0.5774 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{956.48 \times 10^3 \times (390)^2}{10 \times 1081887 \times 24555.87} = 0.5476 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q\ ser} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.5476 - 0.1732) + (0.5774 - 0.2621) = 0.6897 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5 \text{ m}$ on a :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.78 \text{ cm} > \Delta f_t = 0.6897 \text{ cm} \quad CV$$

VI.4 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

1. DIMENSIONNEMENT

Condition portée (selon BAEL).

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes} \\ b = (0,4 \div 0,8) h \end{array} \right.$$

Telle que h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} h = (29,33 \div 44) ; L_{\max} = 4,4 \text{ m} \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes} \\ h = 35 \text{ cm} \\ b = (0,4 \div 0,8) h = (14 \div 28) = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$. b \geq 20 \text{ cm}$$

$$. h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } b = 25 \text{ cm} , \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$. h/b \leq 4 \Rightarrow 35/25 = 1,4 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palier (40 × 25) cm².

2. Méthode de calcul

La poutre palier est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g .
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur g_m .

3. ÉVALUATION DES CHARGES

- poids propre de la poutre

$$g = h \times b \times \gamma = 0,4 \times 0,25 \times 2500 = 250 \text{ kg / ml}$$

- la réaction d'escalier

$$p = p_{eq} \times \frac{l}{2} = 841.86 \times \frac{4.4}{2} = 1852.09 \text{ kg/ml}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 250 \times \frac{4.4}{2} = 550 \text{ kg/ml}$$

- poids du mur

$$g_m = h.b.g = 271 \times [4.4 \times (3.06/2) - (0.15 + 0.25)] = 1347.41 \text{ kg/ml}$$

4. CALCUL DE LA POUTRE A LA FLEXION

4.1. Combinaisons d'actions

$$\text{E.L.U} \rightarrow P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 5481.82 \text{ kg/ml}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow P_{ser} = g + P + g_m + q = 3449.5 \text{ kg/ml}$$

4.2. Les sollicitations

- En appui

$$\text{E.L.U} : M_0 = P_u \times \frac{L^2}{8} = 5481.82 \times \frac{(4.4)^2}{8} = 13266 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 3979.8 \text{ kg.m}$$

$$T_u = P_u \times L/2 = 5481.82 \times \frac{4.4}{2} = 12060 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S} : M_0 = P_s \times \frac{L^2}{8} = 3449.5 \times \frac{(4.4)^2}{8} = 8347.79 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 2504.337 \text{ kg.m}$$

- En travée

$$\text{-E.L.U} : M_0 = P_u \times \frac{L^2}{8} = 5481.82 \times \frac{(4.4)^2}{8} = 13266 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 11276.1 \text{ kg.m}$$

$$T_u = P_u \times L/2 = 5481.82 \times \frac{4.4}{2} = 12060 \text{ kg}$$

$$\text{- E.L.S : } M_0 = P_s \times \frac{L^2}{8} = 3449.5 \times \frac{(4.4)^2}{8} = 8347.79 \text{ kg.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 7095.62 \text{ kg.m}$$

4.3. calcul de ferrailage (Armatures longitudinales)

E.L.U

- Travée

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11276.1 \times 10}{14.2 \times 25 \times 38^2} = 0.219$$

$$\mu = 0.219 < \mu \ell = 0.392 \Rightarrow \alpha = 0.312 \Rightarrow \beta = 0.874$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11276.1 \times 10}{348 \times 0.847 \times 38} = 10.06 \text{ cm}^2$$

- Appui

$$\text{ELU } \mu = \frac{3979.8 \times 10}{14.2 \times 25 \times 38^2} = 0.0776$$

$$\mu = 0.0776 < \mu \ell = 0.392 \Rightarrow \alpha = 0.101 \Rightarrow \beta = 0.959$$

$$A = \frac{3979.8 \times 10}{348 \times 0.959 \times 38} = 3.13 \text{ cm}^2$$

	M (kg.m)	μ	α	β	$A^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
Travée	11276.1	0.219	0.312	0.874	10.06
Appuis	3979.8	0.0776	0.101	0.959	3.13

E.L.S

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$
Entravée	0.437	11276.1	7095.62	1.59	25	0.545
Sur appuis	0.134	3979.8	2504.33	1.59	25	0.545

-Conditions de non fragilité

➤ **Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1.147 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001.25.40 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0.005.25.40 = 5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A^1_{\min}, A^2_{\min})$

	A_u (cm ²)	A^1_{\min} (cm ²)	A^2_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	10.06	1.147	1	10.06	7HA14 = 10.78
Appuis	3.13	1.147	1	3.13	4HA10 = 3.14

4.4 Vérification de la contrainte tangente : BAEL91 (art A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12060 \times 10}{250 \times 380} = 1.27 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} (\text{Condition . Vérifier})$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min = 1,14 \text{ cm soit : } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

4.5 La quantité des armatures transversales BAEL91: (art a.5.1, 2)

$$St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 34,2 \text{ cm}$$

-RPA 99version2003:

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

5. Calcul de la poutre à la torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 669,62 \text{ □□.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

5.1. Contraintes tangentes de torsion

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux $(1/6)$ du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2.\Omega.b_0} \text{ (formule de Rausch)}$$

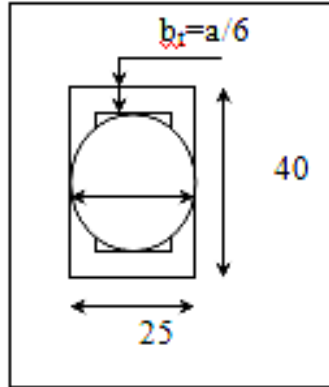
T_u : moment de torsion ($T_u = 669,62 \text{ kg.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h-b_t) \times (b-b_t) = 746.5 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{669.62 \times 10000}{2 \times 746.5 \times 100 \times 4.167 \times 10} = 1.076 \text{ MPa}$$



FigIV.15.la section. creuse

5.2 Résistance en torsion et flexion

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u\text{limite}})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (1.27)^2 + (1.076)^2 = 2.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 2.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11.09 \text{ MPa (C.V)}$$

5.3. Les armatures longitudinales

$$A_t = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 113.332 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{113.332 \times 669.62 \times 1000}{2 \times 746.5 \times \frac{400}{1.15} \times 100} = 1.461 \text{ cm}^2$$

5.4. Les armatures transversales

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 34.2 \text{ cm}$$

$$S_t = 34 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12060 \times 34}{2 \times 746.5 \times \frac{400}{1.15}} = 0.789$$

$$A_t = 0.789 \text{ cm}^2$$

6. Section minimale des armatures : BAEL83

$$1) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.461 \times 400}{4.167 \times 113.332} = 1.237 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.789 \times 400}{4.167 \times 34} = 2.22 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

7. les armatures totales

7.1. Armatures longitudinales :

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$$

- En travée

$$\text{Nappe supérieure : } A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 2\text{HA10} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure : } A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{HA16} = 6.16 \text{ cm}^2$$

-En appui

$$\text{Nappe supérieure : } A_{\ell}^{\text{tot}} = A_{\ell}^{\text{fl}} + \frac{A_{\ell}^{\text{tor}}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{\text{tot}} = 3\text{HA16} = 6.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure : } A_{\ell}^{\text{tot}} = \frac{A_{\ell}^{\text{tor}}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{\text{tot}} = 3\text{HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

7.2. Armatures transversales

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 3 \text{ } \emptyset 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

7.3. État limite de déformation

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{440} = 0.0909 > 0.0625 \text{ (C. V)}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.0909 \geq 0.085 \text{ (C. V)}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{5}{25 \times 38} = 0.00526 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ (C. V)}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

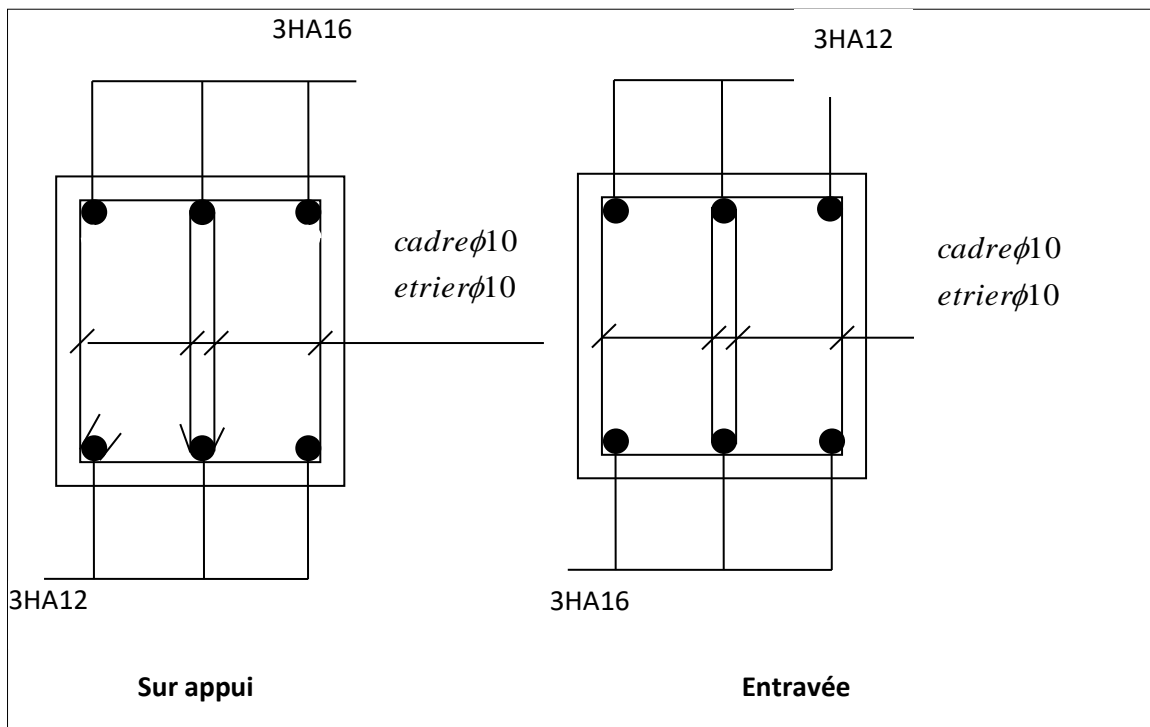


Figure IV.16. Ferrailage de poutre palière.

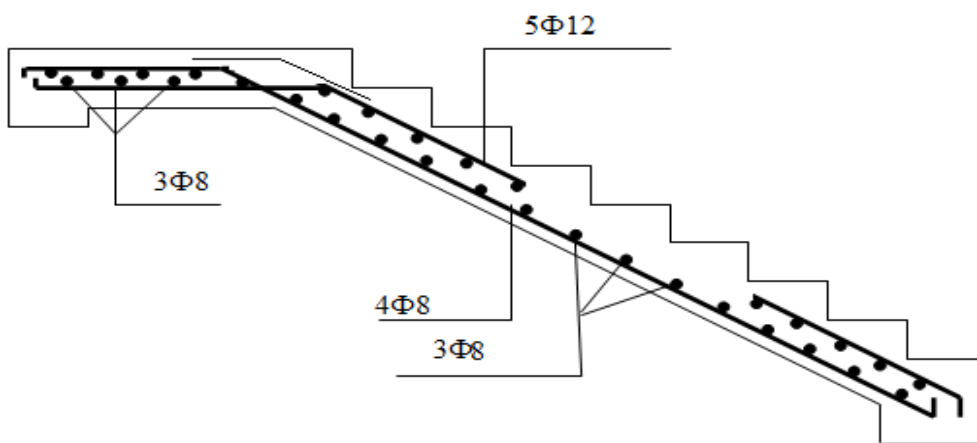


Figure IV.17. Ferrailage d'escalier

VI.4. L'ACROTÈRE

1. INTRODUCTION:

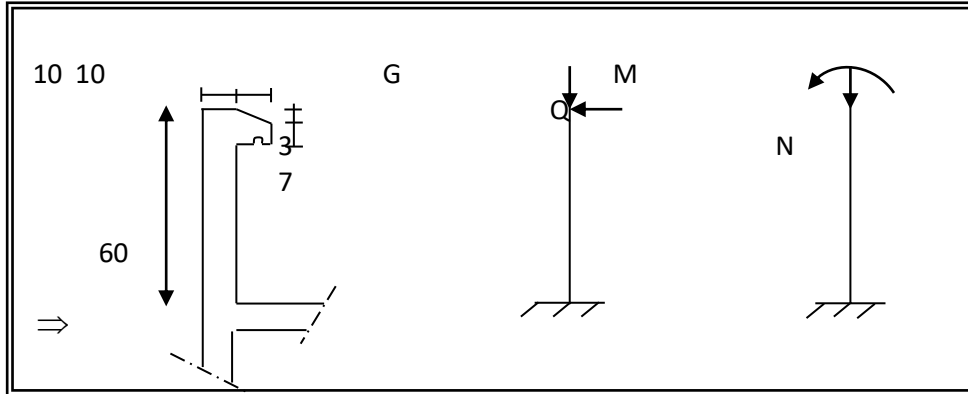
L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle de l'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance et il a un aspect esthétique.

2. MODE DE TRAVAIL

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.



- Calcul de la surface

$$S_T = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

- Calcul des sollicitations

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$N_u = g = 1820.5 \text{ N}$$

$$T = q = 1000 \text{ N.}$$

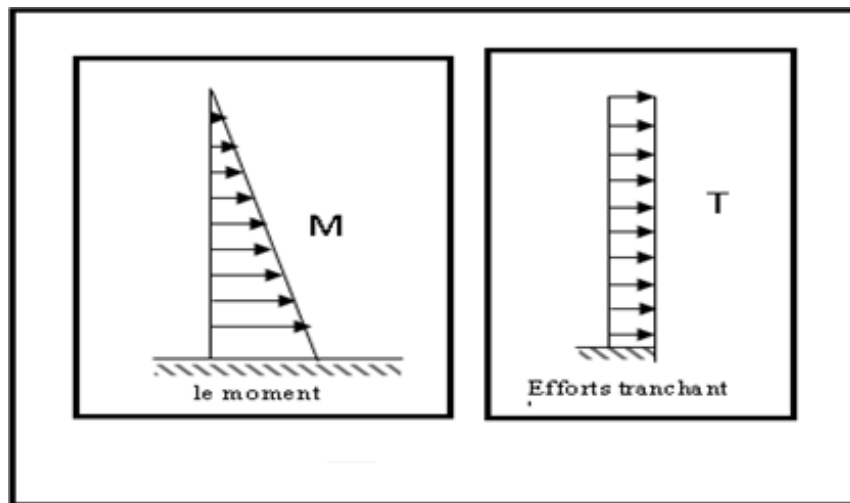


Figure IV.19. Diagramme des sollicitations.

3. COMBINAISON D'ACTION

E.L.U

$$N_u = 1 \times N_g = 1820.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

E.L.S

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1820.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

4. CALCUL DE FERRAILLAGE

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur).

$$\Phi l \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi l \leq \frac{10}{10}$$

$$\Phi l \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \Phi l \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi l = 8 \text{ mm}$ et on prend $\Phi t \leq \Phi l$

On prend : $\Phi t = 6mm$

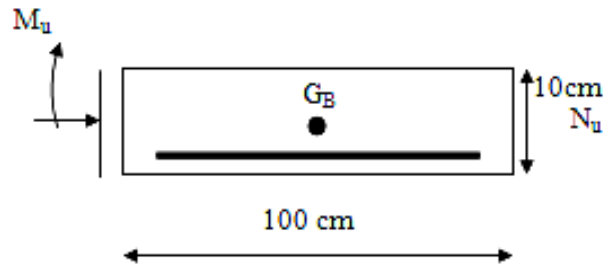


Figure IV.20. Section de l'acrotère.

4.1. Armatures Longitudinales

- E.L.U

-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1820.5} = 0.494m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 m \quad \Rightarrow e_G = 0.494m > h/2 = 0.05 m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1820.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.41 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.41}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = \lll$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0.993$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1'' = \frac{936.41}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.387 - \frac{1820.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1'' (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.01346	0.017	0.993	0.387	0.334

• **E.L.S**

-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1820.5} = 0.33 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

-Calcul de la section à la flexion simple

$$M_A = 600 + 1820.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 636.41 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{636.41}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 ; k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{636.41}{201.63 \times 0.956 \times 7} = 0.472 \text{ cm}^2$$

-Calcul de la section à la flexion composée

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1820.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^\ell = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

4.2. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.3. Armatures de Répartition

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705) \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

4.4. Espacement Des Armatures

$$A_\ell = 5 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow S_\ell = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_r = 25 \text{ cm}$$

5. PRESENTATION DU FERRAILLAGE

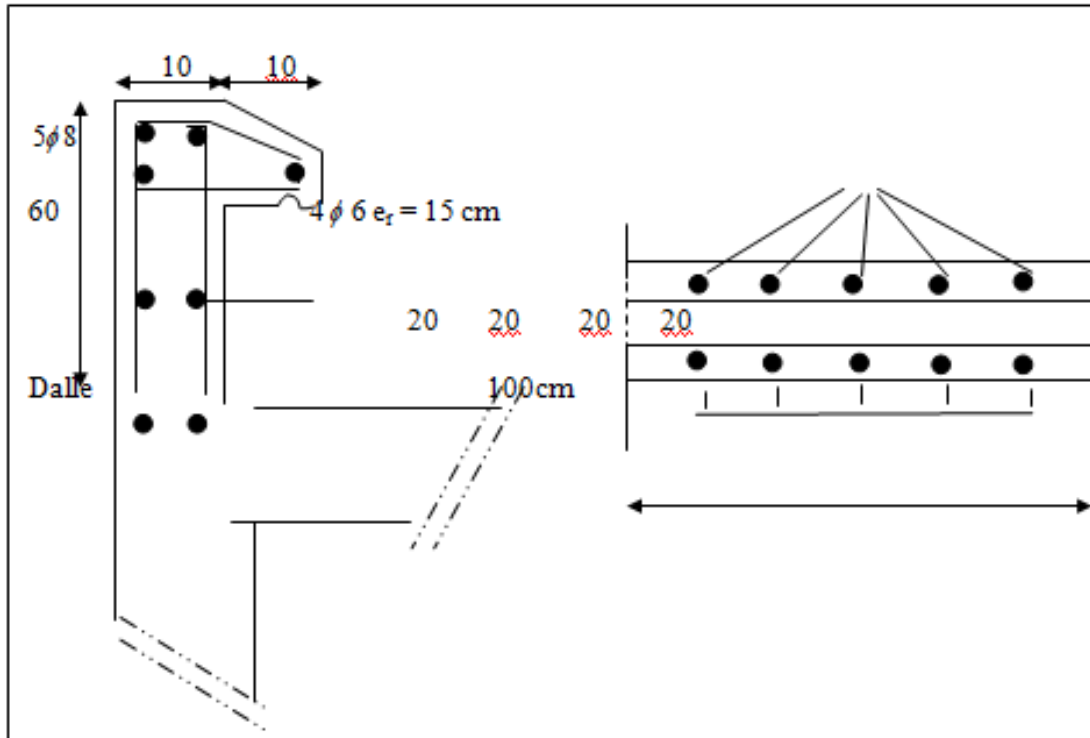


Figure IV.21. Ferrailage d'acrotère.

VI.5. L'ASCENSEURE

Les bâtiments actuels sont équipés de plusieurs installations mécaniques de transports des personnes et des marchandises. Parmi ces équipements on peut citer l'ascenseur qui joue un rôle très important de l'appareil élévateur installé à demeure, il dessert des arrêtes dans les niveaux sont déterminés, Cet engin comprends une cabine aménagée se déplaçant le long guide.

Dans notre projet, on exploite un ascenseur préfabriqué pour immeuble d'habitation.

L'ascenseur préfabriqué :

La préfabrication des cages d'escalier ou d'ascenseur représente une solution intéressante au niveau économique et pratique pour le gain de temps que celle-ci procure. Ce produit préfabriqué est adaptable à tous types de projets, et ce, quelque-soit la dimension de la structure.

Des cages d'ascenseur et d'escalier en béton préfabriqué aussi pour un chantier plus efficace

Outre leur fonction première, les cages d'ascenseur et d'escalier assurent souvent aussi la stabilité horizontale d'un bâtiment, que ce soit intégralement ou partiellement. En général, ces cages sont réalisées à l'aide de parois en béton coulé sur place ou de parois en maçonnerie généralement composées de blocs de béton. Toutefois, ces cages peuvent être réalisées à partir d'éléments en béton préfabriqué, qui offrent à l'entrepreneur l'avantage d'un processus de construction plus efficace.



Fig. IV.22un ascenseur préfabriqué

CHAPITRE : 5

Etude

Dynamique

V. ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestres appelé aussi la **dérive des continents**. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principales plaques appelées **plaques tectoniques** et de plusieurs plaques secondaires.

But de l'étude parasismique:

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différents niveaux de la structure.

V.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- * par la méthode statique équivalente.
- * par la méthode d'analyse modale spectrale.
- * par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

V.3. Méthode statique équivalente :RPA99 (Art. 4.1.2)

a- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

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

b-Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

➤ tous groupes.

Zone IIa :

➤ groupe d'usage 3.

➤ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

➤ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

➤ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

➤ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

➤ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

➤ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

V.4. Méthode dynamique:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul. ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

V.4.1 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **SETIF** donc en Zone **IIa**.

✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.

✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **ferme** catégorie **S2**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

✚ La hauteur du structure : $h = 33.66 > 23$ m (zone **IIa**)

V.4.2.Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

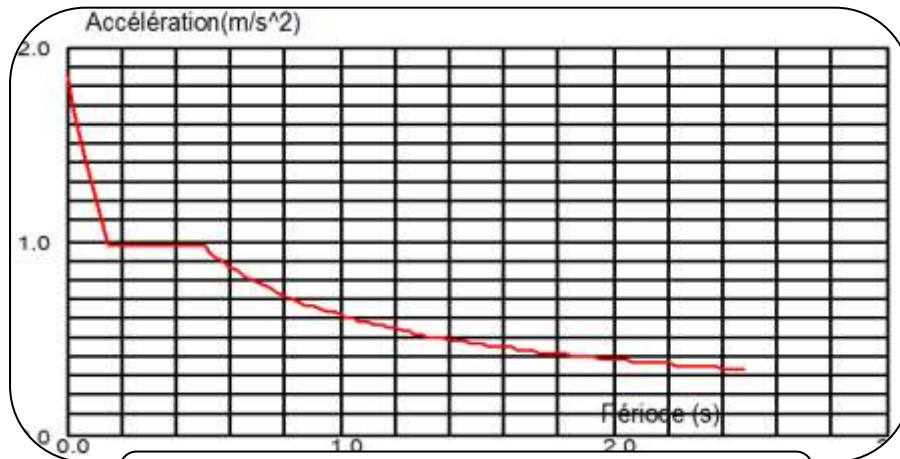


Fig .V.1: Courbe de spectre de réponse.

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

\square : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

$\xi(\%)$: **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. *Tableau (4.2)RPA2003* .

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$

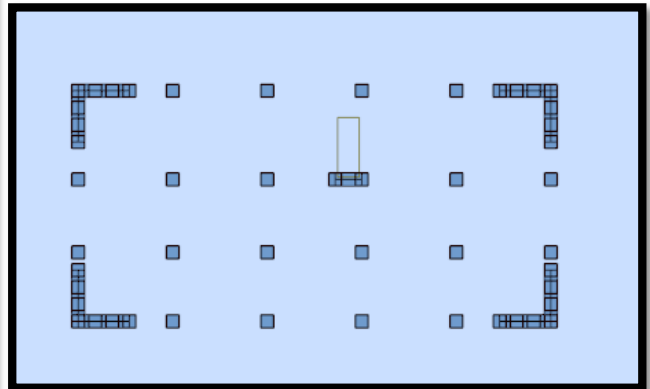
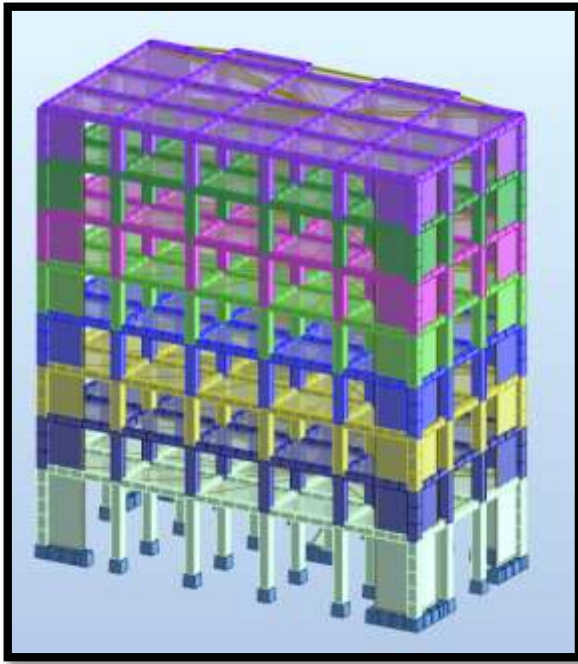
R : **coefficient de comportement global de la structure** donnée par le *Tableau (4.3)RPA2003* , en fonction de système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. Q : facteur de qualité.

V.5. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires .

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :



Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

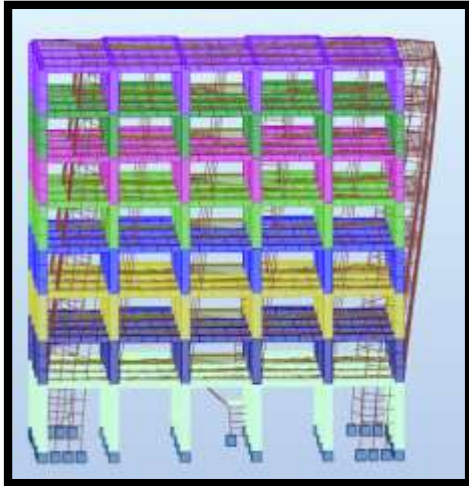
Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	
1	0,59	76,39	0,03	76,39	0,03	Trans.x
2	0,57	0,02	76,10	76,41	76,12	Trans.y
3	0,40	0,20	0,00	76,61	76,12	Torsion
4	0,17	14,40	0,01	91,01	76,13	/
5	0,16	0,01	15,60	91,02	91,73	/
6	0,11	0,04	0,00	91,05	91,73	/
7	0,08	5,06	0,00	96,11	91,73	/
8	0,08	0,00	4,76	96,11	96,49	/
9	0,05	0,03	0,00	96,14	96,49	/
10	0,05	1,96	0,00	98,10	96,49	/

Tableau .V.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

Remarques:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0,57\text{s}$.
- ◆ La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0,59\text{ s}$.



RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (26.01^{\frac{3}{4}}) = 0.58 \text{ sec}$. estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times 26.01}{\sqrt{24.00}} = 0,48 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 26.01}{\sqrt{11.70}} = 0,68 \text{ sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0.58 = 0.75 > T_{y(dyn)} = 0.57$ (la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0.48 = 0.62 > T_{x(dyn)} = 0.59$ (la condition est vérifiée).

- ◆ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx') successivement.
- ◆ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ◆ Les 5 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le *RPA99 version 2003*).

-Les schémas des trois premiers modes de vibration.

- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

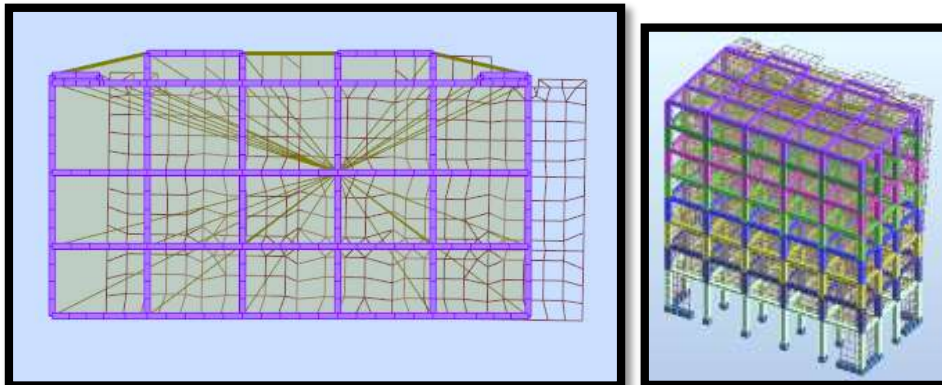


Fig.V.2: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0,59)

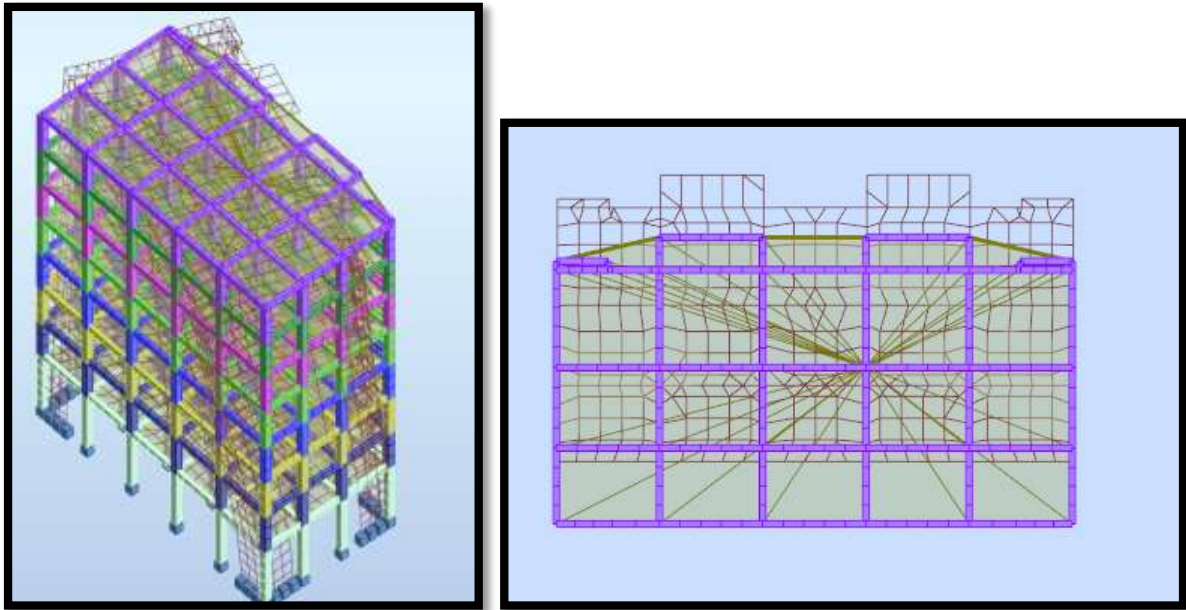


Fig.V.3: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. ($T_2=0,57$ s)

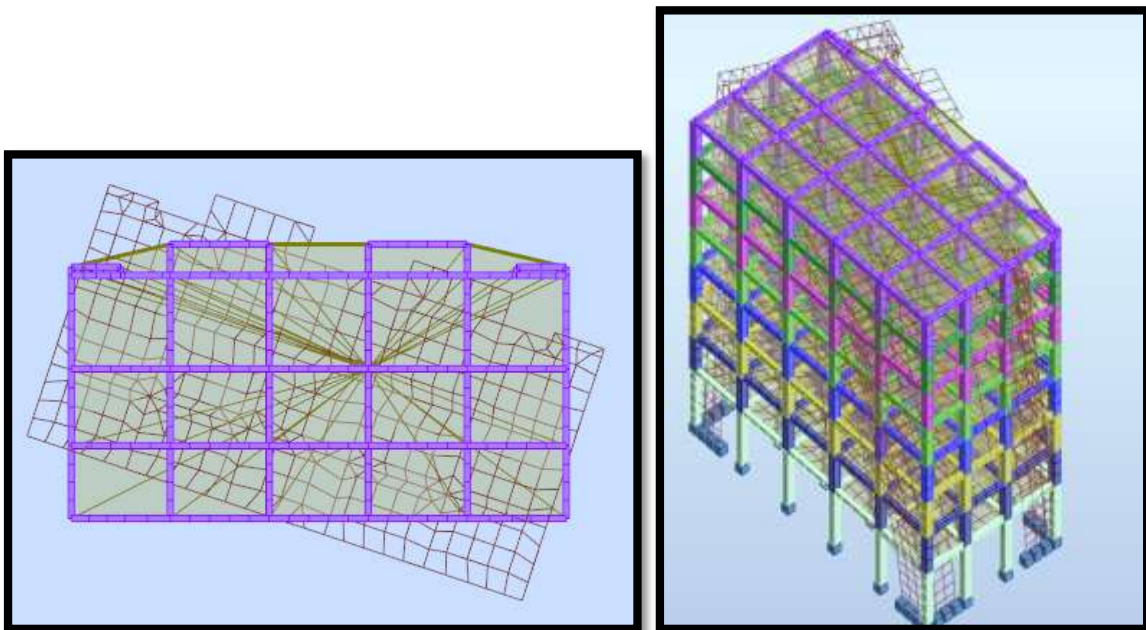


Fig.V.4: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. ($T=0,40$ s)

distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$
$$V_{k \rightarrow F}$$

Tableau 2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles T]
147,64	51,4	146,86	46,31	-2517,69	-504,49

$$\frac{F_{x \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{51,4}{147,64} = 0,348144 = 35 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{y \text{ poteau}}}{F_{y \text{ total}}} = \frac{46,31}{146,86} = 0,315334 = 32 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_z \text{ total}} = \frac{-504,49}{-2517,69} = 0,20037 = 20 \% \leq 20 \%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux .

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles) .

V.6.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

◆ D'après l'art 4.2.3 de RPA 99 / version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

♦ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003

en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type **IIa** et un Groupe d'usage **2**.

Tableau .V.3:: coefficient d'accélération de zone A

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0,15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Nous trouverons : **A = 0.15**

♦ **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

♦ Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site meuble S_3) : **$T_2(S_2) = 0.4\text{ec}$**

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : **$\xi = 7 \%$**

D'où $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Tableau. V.4 : Valeur de $\xi(\%)$ RPA 99

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

♦ H_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_N = 26.01 \text{ m}$$

♦ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (26,01)^{3/4} = 0,58 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0,09 \times 26,01}{\sqrt{24,00}} = 0,48 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 26,01}{\sqrt{11,70}} = 0,68 \text{ sec}$$

- Sens longitudinal : $T_x = 0,48 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0,68 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,48} \right)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,68} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 1.95 \\ D_y = 1.72 \end{cases}$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction => **R = 5**

- **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

Tableau. V.5 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P _q		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
3. Régularité en plan	✓ 0	0,05	N. observé
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05	N. observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10	N. observé

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.15**

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β: coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation => **β = 0.20**

Donc à chaque niveau : **W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi} Avec : W_i = W_{Gi} + βW_{Qi}**

Donc : **W = Σw_i = 2517.67(T)**

Résumé des résultats :

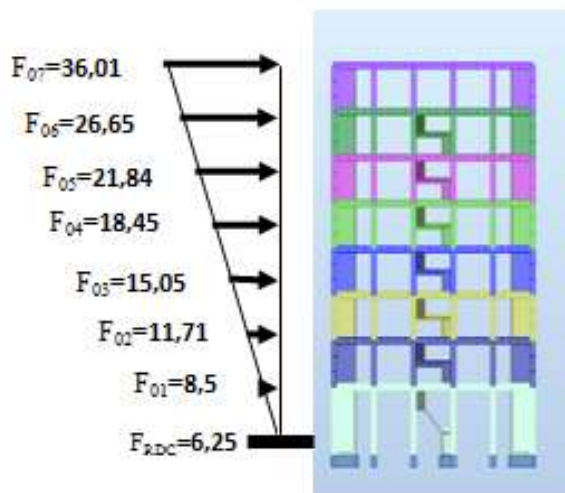
Tableau. V.6:les résultats des forces sismiques

Sens	A	D	R	Q	W(kg)	V _{dyn} (t)	V _{st} (kn)	0,8V _{st}	
Longitudinale (X-X)	0,15	1,95	5	1,15	2418,97	144,46	162,956	130,365	C.V
Transversale (Y-Y)	0,15	1,72	5	1,15	2418,97	148,22	143,641	114,913	C.V

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifier

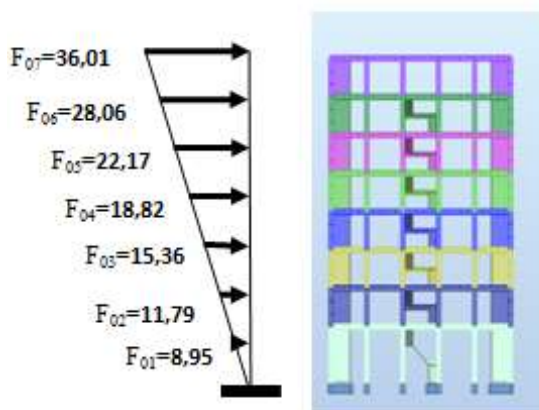
Sens X:

Force sismique par niveau [T]



Sens Y:

Force sismique par niveau[T]



V.7.Distribution de la resultante des forces sismique selon la hauteur :

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i; j

V.8. Verification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY) .

Tableau .V.7 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Etage	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm}) = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,5	0,5	0,5	0,5
1	1,1	0,6	1	0,5
2	1,7	0,7	1,6	0,6
3	2,4	0,7	2,2	0,6
4	3	0,6	2,8	0,6
5	3,6	0,6	3,4	0,6
6	4,1	0,5	3,9	0,5
7	4,6	0,5	4,4	0,5

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

V.9. Caractéristique géométrique et massique:

a. Centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

x_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

Tableau .V.8:Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion	
	W [t]	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	2418,97	12,002	6,037	11,99	5,944
1	2418,97	12,002	6,037	11,99	5,944
2	2418,97	12,002	6,037	11,99	5,944
3	2418,97	12,002	6,037	11,99	5,944
4	2418,97	12,002	6,037	11,99	5,944
5	2418,97	12,002	6,037	11,99	5,944
6	2418,97	12,002	6,037	11,99	5,944
7	2418,97	12,002	6,037	11,99	5,944

c-excentricite :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

d-L'excentricité accidentelle :

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
4/ 1	Etage 1	352,94	12,002 6,037 2,	11,999 5,944 3,	0,002	0,094	1,200	0,660
4/ 2	Etage 2	291,21	12,003 6,094 6,	11,999 5,907 6,	0,003	0,187	1,200	0,660
4/ 3	Etage 3	291,21	12,003 6,094 9,	11,999 5,907 9,	0,003	0,187	1,200	0,660
4/ 4	Etage 4	291,21	12,003 6,094 12	11,999 5,907 13	0,003	0,187	1,200	0,660
4/ 5	Etage 5	291,21	12,003 6,094 15	11,999 5,907 16	0,003	0,187	1,200	0,660
4/ 6	Etage 6	291,21	12,003 6,094 18	11,999 5,907 19	0,003	0,187	1,200	0,660
4/ 7	Etage 7	291,21	12,003 6,094 21	11,999 5,907 22	0,003	0,187	1,200	0,660
4/ 8	Etage 8	318,77	12,005 6,134 24	12,000 5,820 25	0,005	0,314	1,200	0,660

Tableau .V.9 :L'excentricité

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax}=0.05 L_x$ avec : $L_x= 24.00$ m $e_{ax}= 1.2$ m
- $e_{ay}=0.05 L_y$ avec : $L_y= 11.70$ m $e_{ay}= 0.66$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x= 1.2$ m
- $e_y= 0.66$ m

V.10. Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δk : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Tableau. V.10: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal

Etage	W_t (T)	Δx	V_x (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	2418,97	0,5	144,46	4,59	0,01824	vérifier
1	2127,76	0,6	138,21	3,06	0,03019	vérifier
2	1836,55	0,7	129,71	3,06	0,03239	vérifier
3	1545,34	0,7	118	3,06	0,02996	vérifier
4	1254,13	0,6	102,95	3,06	0,02389	vérifier
5	962,92	0,6	84,5	3,06	0,02234	vérifier
6	671,71	0,5	62,66	3,06	0,01752	vérifier
7	352,94	0,5	36,01	3,06	0,01601	vérifier

Tableau V.11: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal

Etage	W_t (T)	Δy	V_y (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	2418,97	0,5	148,22	4,59	0,01778	vérifier
1	2127,76	0,5	141,91	3,06	0,0245	vérifier
2	1836,55	0,6	132,96	3,06	0,02708	vérifier
3	1545,34	0,6	121,17	3,06	0,02501	vérifier
4	1254,13	0,6	105,81	3,06	0,02324	vérifier
5	962,92	0,6	86,99	3,06	0,0217	vérifier
6	671,71	0,5	64,82	3,06	0,01693	vérifier
7	352,94	0,5	36,76	3,06	0,01569	vérifier

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

V.11. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ **Sens longitudinal:**

Tableau. V.12: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	6,25	4,59	28,6875
1	8,5	7,65	65,025
2	11,71	10,71	125,414
3	15,05	13,77	207,239
4	18,45	16,83	310,514
5	21,84	19,89	434,398
6	26,65	22,95	611,618
7	36,01	26,01	936,62

Vérifications:

$$M_s = 2418,97 \times \left(\frac{24,00}{2}\right) = 29027,64 \text{ T.m}$$

$$M_r = 2719,514 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 10,67383 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Sens transversal :**

Tableau.V.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	6,31	4,59	28,9629
1	8,95	7,65	68,4675
2	11,79	10,71	126,271
3	15,36	13,77	211,507
4	18,82	16,83	316,741
5	22,17	19,89	440,961
6	28,06	22,95	643,977

7	36,76	26,01	956,128
---	-------	-------	---------

Vérifications:

$$M_s = 2418,97 \times (11.7/2) = 14150,97 \text{ T.m}$$

$$M_r = 2793,015 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 5,066559 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

V.12. ETUDE DE VENT

1. Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

On utilise le règlement NV99 pour le calcul du vent.

2. Application des R N V 99 :

❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

* Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Données relatives au site:

Site plat : (tab 2.5) P48 :

$$C_t = 1$$

Zone I : (tab 2.3) P46 :

$$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$$

Terrain de catégorie I

$$K_T = 0.24$$

$$Z_0 = 1 \text{ m}$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.46$$

Valeur Cd :

Notre bâtiment est en béton armé .donc On utilise la figure 3.1, page 51 pour:

• **Sens x-x:**

$h = 26.61 \text{ m}$ et $b = 24.31 \text{ m}$ donne (après interpolation)

$$C_d \approx 0.93$$

• **Sen y-y**

$h = 26.61 \text{ m}$ et $b = 13.60 \text{ m}$ donne (après interpolation)

$$C_d \approx 0.96$$

Cd : les deux directions est inférieur à 1.2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2.2 Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} * C_e(Z_{\text{eq}})$$

$$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : est le coefficient d'exploitation dépend aux nature de la structure.

Dans notre cas le coefficient d'exploitation données par :

$$C_e(Z_{\text{eq}}) = C_t(Z_{\text{eq}})^2 * C_r(Z_{\text{eq}})^2 * \left[1 + \frac{7 * K_T}{C_t(Z_{\text{eq}})^2 * C_r(Z_{\text{eq}})^2} \right]$$

- $C_t(Z_{\text{eq}})$: est le coefficient de topographié =1
- C_r est le coefficient de rugosité il est défini par la loi logarithmique (logarithme

Népérien), ce coefficient traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z_{\text{eq}}) = K_T * Ln\left(\frac{Z_j}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

- K_T : facteur de terrain

- Z_0 : paramètre de rugosité
- Z_{\min} : la hauteur minimale
- Z_j : la distance verticale à partir du sol au centre de l'élément

Z_j	C_r	C_e	q_{dyn}
2.29	0.19	0.355	133.12
6.12	0.43	0.90	337.5
9.18	0.53	1.17	438.75
12.24	0.60	1.36	510
15.3	0.65	1.51	566.25
18.36	0.70	1.66	622.5
21.96	0.74	1.79	671.25
25.02	0.77	1.88	705
25.62	0.78	1.91	716.25

Tableau (1)

2.3 Détermination des coefficients de pression C_p :

➤ **Coefficient de pression intérieur C_{pi} :**

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur : $C_{pi} = 0.8$ et $-0,5$

➤ **Coefficient de pression extérieur C_{pe} :**

Le coefficient de pression dynamique dépend au la surface chargée de la paroi considérée

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si la surface } S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.1} + C_{pe.10}) * \text{Log}_{10}(S) \quad \text{si la surface: } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe.1} = C_{pe.10} \quad \text{si la surface } S \geq 10 \text{ m}^2$$

a) les parois verticales :

a – 1) sens x-x

$C_{pe} = C_{pe,10}$ si la surface $S \geq 10 \text{ m}^2$

$h = 25.62\text{m}$ $b = 24.30\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = 24.30\text{m}$

$d < e$ donc on adopte le 2^{ème} cas

A'	B'	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

a – 2) sens y-y

$h = 25.62\text{m}$ $b = 13.6\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = 13.6\text{m}$

$d > e$ donc on adopte le 1^{ère} cas

A	B	C	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 2.2. Les valeurs de C_{p10} sont données dans le tableau (5.1) P 65

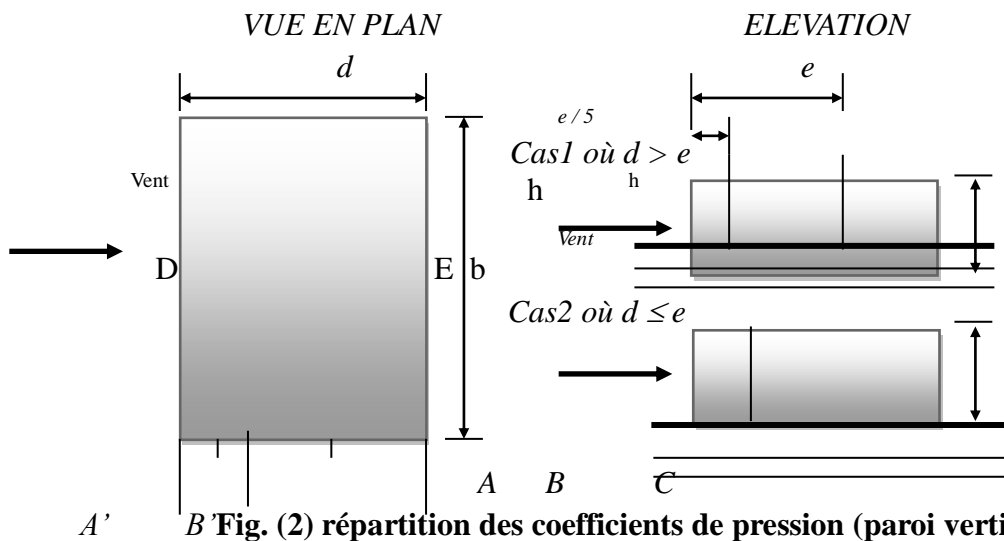


Fig. (2) répartition des coefficients de pression (paroi verticale)

b) Toitures :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser l'acrotère comme l'indique la figure .2. Le coefficient C_{pe10} est donné par l'interpolation dans le tableau (5.2) P 65 .

$$h_p/h = 0.6/34.68 = 0.017$$

/	/	F	G	H	I
/	/	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Avec acrotère	$h/h_p=0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	+0.2
	$h/h_p=0.05$	-1.4	-0.9	-0.7	+0.2
	$h/h_p=0.1$	-1.2	-0.8	-0.7	+0.2

Tableau (2)

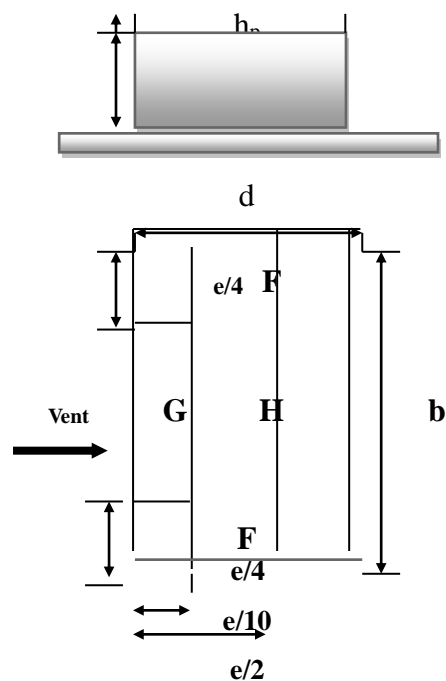


Fig. (2) répartitions des coefficients de pression (Acrotère)

Zone	C_{pi}	$C_{pe}=C_{pe10}$	C_p
A. A'	0.8	-1.0	-1.8
B. B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

Tableau (3)

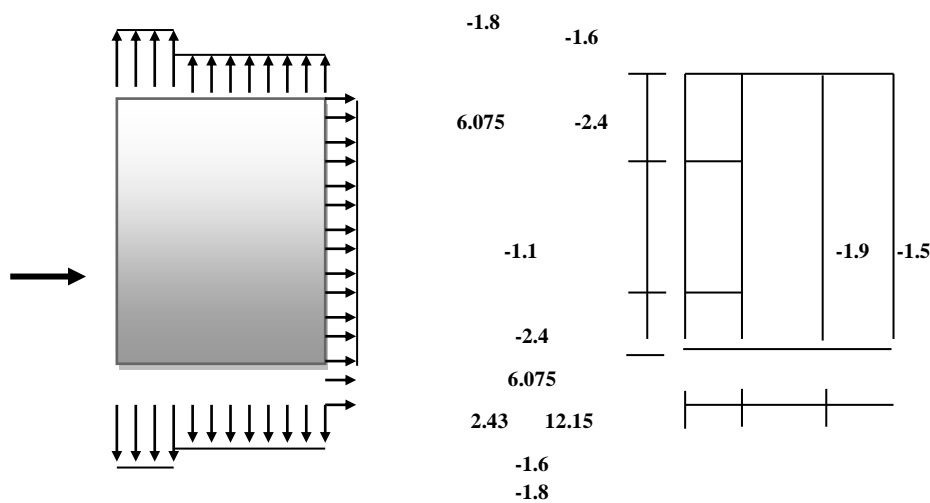


Fig (4) répartitions des coefficients de pression

3. Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule 2.1 du RNV99 :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : est le coefficient dynamique de la construction

W : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j . $W(z_j)$ est donnée par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

D'où
$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_p$$

L'ensemble des résultats est porté dans le **tableau (4)**

- Calcul des forces de frottement :

Cette étape à pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour laquelle soit le rapport $d/b \geq 3$, ou le rapport $d/h \geq 3$

Dans notre structure cette condition n'est pas vérifiée

• **Détermination de la Force résultante:**

La force résultante R se décompose en deux forces :

➤ Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales

Agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère ;

➤ Une force de soulèvement F_u qui est la composante de force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j)$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau 6.3

$C_d = 0.93$ pour la direction (x-x)

$C_d = 0.96$ pour la direction (y-y)

R(y-y)	R(x-x)	$q_{j(y-y)}$	$q_{j(x-x)}$	q_{dyn}	S(y-y)	S(x-x)	Zone	h (m)
-8774.67	-15188.35	-140.57	-136.18	133.12	62.42	111.53	E : $C_p = -1,1$	2.29
-14829.804	-25670.27	-356.4	-345.26	337.5	41.61	74.35	E : $C_p = -1,1$	6.12
-19278.7452	-33371.35	-463.32	-448.84	438.75				9.18
-22409.4816	-38790.63	-538.56	-521.73	510				12.24
-24881.1156	-43069.00	-597.96	-579.27	566.25				15.3
-27352.7496	-47347.38	-657.36	-636.82	622.5				18.36
-29494.8324	-51055.31	-708.84	-686.69	671.25				21.96
-30977.8128	-53622.34	-744.48	-721.22	705				25.02
-13465.9584	-23308.61	-1650.24	-1598.67	716.25	8.16	14.58	F : $C_p = -2,4$	25.62
-10660.5504	-18452.65	-1306.44	-1265.61				G : $C_p = -1,9$	
-8416.224	-14567.88	-1031.4	-999.17				H : $C_p = -1,5$	
-210541.95	-364443.76							

Tableau (4)

D'où on obtient
 $R_y = 210.541 \text{ kN}$

$$R_x = 364.443 \text{ kN}$$

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

V. Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre

Chapitre 6 :

Ferraillage des

éléments

STRUCTURAUX

VI. Ferrailage des éléments STRUCTURAUX

VI .1.Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le **BAEL91 mod99** et le règlement parasismique algérien **RPA99 v2003**, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

VI.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

VI .2.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

VI.2.2. COMBINAISON DE CALCUL:

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

- Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Article 5.2)

$G+Q+E$ (2)

$0.8G+E$ (3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

- 1) N_{max} ; M_{corr}
- 2) M_{max} ; N_{corr}
- 3) N_{min} ; M_{corr}

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

1.1.1 Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

*Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{min} = 0,8 \% \text{ bhen Zone II.}$$

*Leur pourcentage maximal :

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

*Le diamètre minimum est de 12mm

*La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40 en zone II

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II.

▪ Résultats obtenus :

	Section des poteaux (cm ²)	A_s min RPA (cm ²)	A_s max RPA Zone courante (cm)	A_s max RPA Zone de recouvrement
Poteau rectangulaire	60×55	26.4	132	198

✓ **Poteaux rectangulaire :**

ELU		G + Q + E		0,8G + E		ELS	
N_{max} (t)	M_{COR} (t)	M_{MAX} (t)	N_{cor} (t)	N_{min} (t)	M_{cor} (t)	N_{max} (t)	M_{COR} (t)
203.27	1.31	12.7	14.41	1.51	0.26	147.28	0.89

✓ **1^{er} cas E.L.U :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire

$$\text{lorsque : } L/h \leq \max (15 ; 20 \frac{e_1}{h}).$$

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

$$y \text{ compris l'excentricité additionnelle. } e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$$e_a = \max (2\text{cm} , L/250)$$

$$e_a = \max (2\text{cm} , 306/250) \rightarrow e_a = \mathbf{2 \text{ cm.}}$$

e₂: excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} .(2 + \alpha.\Phi)$$

Φ: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times h e$$

	e0	ea	e1	e2	e (cm)
excentricité	0.006444463	2	2.644463029	0.008393315	2.652856345

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c')b.h.\sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$M_{\text{corrigé}}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Mua (t.m)
5.392461092	0.7577262	0.454250389	56.20996109

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.349 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.778$$

$$A_f = \frac{M_{\text{ua}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

μ	α	β	A_f	A
0.237923244	0.345019412	0.861992235	34.06967554	-24.341244

✓ **2^{ème} cas G+Q± E :**

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$e = e_1 + e_2$$

	e0	ea	e1	e2	e
excentricité	0.881332408	2	90.1332408	0.008393315	90.14163412

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 18.496 \text{ t.m}$$

$M_{\text{corrigé}}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Ma (t.m)
12.98940948	0.9871785	-0.093869095	16.59190948

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.0822 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

μ	α	β	A_f	A
0.053905934	0.069303613	0.972278555	7.756806935	4.15431

✓ 3^{eme} cas 0,8G+E :

	e0	ea	e1	e2	e (cm)
excentricité	0.17218543	2	19.21854305	0.008393315	19.22693636

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c')b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu(d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$M_{\text{corrigé}}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Ma (t.m)
0.290326739	0.9871785	0.000871733	0.667826739

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.164 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

μ	α	β	A_f	A
0.002169722	0.002715101	0.99891396	0.303887643	-0.073612357

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2 :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 3.65 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage RPA (7.4.2.1)**

$$A_{RPA} = 0.008 \times 55 \times 60 = 26.24 \text{ cm}^2$$

	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
ELU	-24.341244	26.4	3.6526875	10HA20
G+Q±E	4.154306935			31.42
0.8G+E	-0.073612357			

- Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.006042911 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

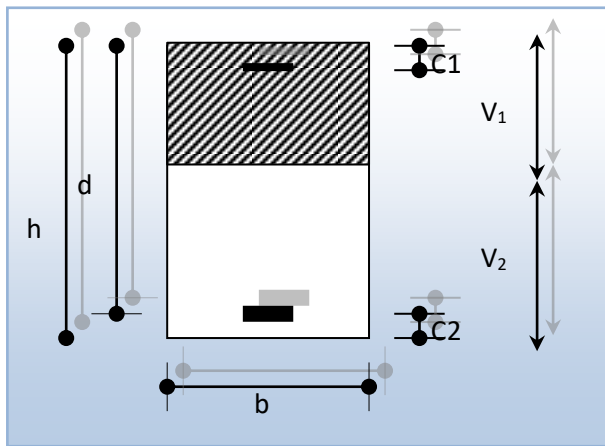
La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A)$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$



$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N}{B_0}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1$$

B_0 (cm)	v_1	v_2	I_{xx}	K	σ_0	σ_b
3676.95	30	30	1225593.75	0.007261786	4.005493684	4.223347275

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')]$$

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(d - v_2)]$$

σ_s^1	σ_s^2	$\bar{\sigma}_s = f_e$	
62.80557515	57.35923536	400	CV

✓ **Armatures transversales :**

Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 99.8 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

V (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
99.8	0.55	0.55	0.329917355	3.333333333	CV

Calcul armature transversal:

▪ **RPA99(VER2003) : Art 7.4.2.2**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 400MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

S : est l'espacement des armatures transversales

– La zone nodale : $St \leq 10\text{cm}$ (Zone II).

– La zone courante : $St \leq 15\phi_l$ En prend 15 cm dans la zone courante.

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation. l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.5 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = 3.06 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V}{h \times f_e} S_t$$

ρ_a	V	h	f_e	S_t	$A_t(\text{cm}^2)$
3.75	99.8	0.55	400	15	2.551704545

$A_t = 2.55 \text{ cm}^2$ soit : 4 cadres de $\phi 10$ / $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$.

▪ **BAEL91** :(art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.6666 \text{ cm}^2$$

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$.

$St \leq \min(30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 55) \rightarrow$ Condition Vérifier .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

S _{POT} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
55x60	32.1	10HA20	31.42

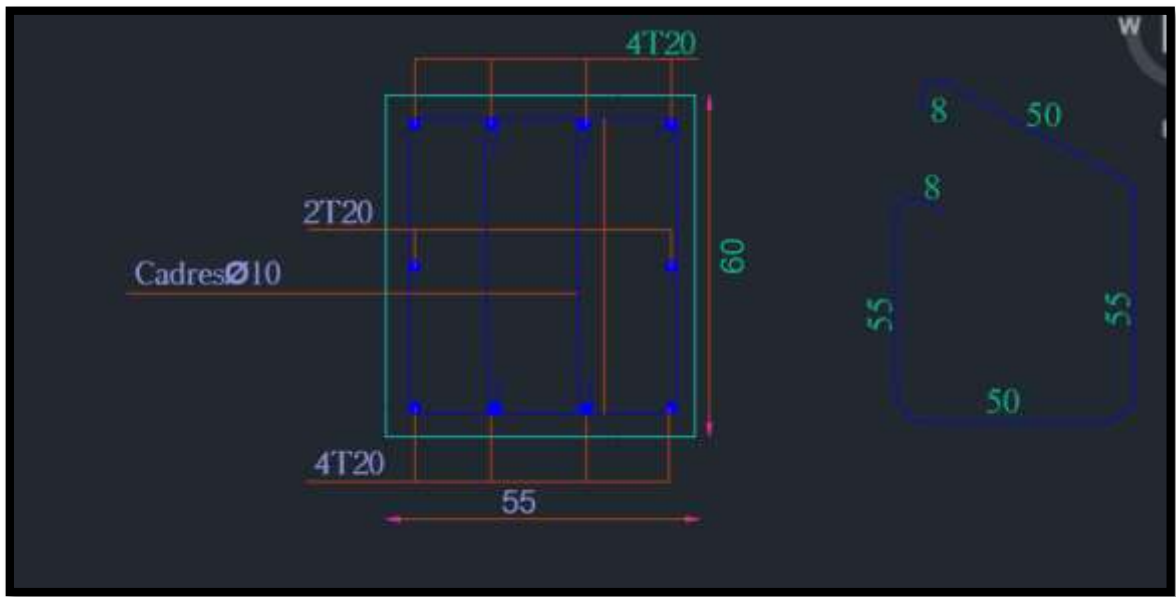


Fig. VI.1 : Schéma de ferrailage des

VI.3.FERRAILLAGE DES POUTRES:

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

VI.3.1. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 :

1.35G+1.5Q en travée

- Selon RPA99/2003:

G+Q+E sur appui

0.8G ±E sur appui

VI.3.2. Recommandations du RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 ϕ en zone II.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

VI.3.3. Vérification nécessaire pour la poutre principale :

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} ; f_c = 400 \text{ MPA.}$$

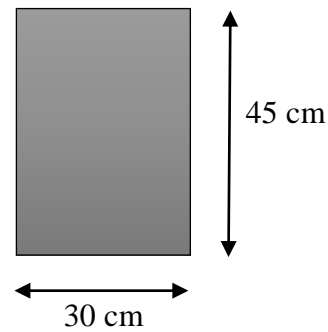
- Pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL 91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$$

Selon RPA99/2003 (art 7.5.2.1)

$$A = 0.5\% . b . h$$



La condition de non fragilité	A_{\min}^{BAEL}	A_{RPA}
1.52145	1.35	6.75

VI.3.4. Calcule le ferrailage :

- ✓ Ferrailage en travée (situation durable) :

On a $M_{ELU} = 56.1 \text{ KN.m}$

D'après BAEL91 :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$M_{N.M}$	$\bar{\sigma}_b$	b (cm)	d (cm)	σ_s	h
56100	14.2	30	42	348	45

μ	α	β	A
0.074654275	0.097088299	0.96	3.99

A_{min}^{RPA}	A_{min}^{BAEL}	A_{cal}	A_{MAX}
6.75	1.35	3.9933	6.75

Donc on choisit : $6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$.

✓ **Ferrailage sur appui (situation accidentelle) :**

$f_{bu}=18.48\text{MPa}$; $f_{su}=400\text{MPa}$; $M_{max}104.8\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

μ	α	β	A	A_{MAX}
0.107161672	0.142019957	0.94	6.61	6.75

Donc on choisit : $6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$.

VI.3.4.1. Vérification à l'état limite de service :

En considérant que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suit :

Calcul de (y_1) par résolution d'équation suivante :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

✓ **En travée**

$$M_{t_{ser}} = 39.3 \text{ KNAs} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \quad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Après les calculs on trouve :

D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1	σ_s	σ_b
3.39500	285.18000	13.83016	0.32929	0.89024	30.55263	154.79892	5.06663

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

✓ en appuis :

$$M_{a \text{ ser}} = 73.7 \text{ KN} \quad A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1	σ_s	σ_b
3.39500	285.18000	13.83016	0.32929	0.89024	30.55263	290.29721	9.50155

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

VI.3.4.2. Ferrailage des armatures transversales :

$$V_{\max} = 156.7 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

V (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
156.7	0.3	0.42	1.243650794	3.333333333	CV

Disposition constructive :

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ En zone nodale :

$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm})$; alors en prend $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ En zone courante :

$St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$. alors en prend $S_t = 15 \text{ cm}$

h : la hauteur de la poutre.

$St \leq \min (0.9d; 50\text{cm}) \rightarrow \text{BAEL91(A.5.1.22)}$.

$$S_t \leq \min(40.5\text{cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$$

- **Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

- **Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

S_t	b_0	f_e	A_T^{BAEL}	A_T^{RPA}
15	30	400	0.45	1.35

Soit : 2HA10 $\rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

VI.3.4.3. Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

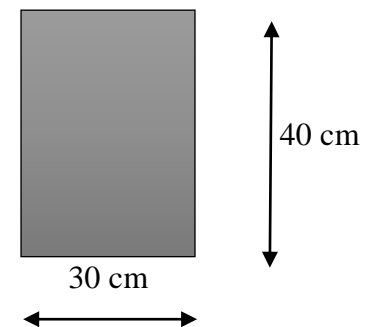
- **Pourcentage minimal d'armature :**

Selon BAEL 91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$$

Selon RPA99/2003 (art 7.5.2.1)

$$A = 0.5\% \cdot b \cdot h$$



<i>condition non fragilité</i>	A_{\min}^{BAEL}	A_{RPA}
1.340325	1.2	6

V.3.5. Calcule le ferrailage :

- ✓ **Ferrailage en travée (situation durable):**

On a $M_{ELU} = 33.8 \text{ KN.m}$ après BAEL91 :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$M_{N.M}$	$\bar{\sigma}_b$	b (cm)	d (cm)	σ_s	h
33800	14.2	30	37	348	40

μ	α	β	A
0.057956701	0.074676508	0.97	2.71

A_{min}^{RPA}	A_{min}^{BAEL}	A_{cal}	A_{MAX}
6	1.2	2.7059	6

Donc on choisit : 6HA12 = 6.79cm².

✓ **Ferrailage sur appui (situation accidentelle) :**

F_{bu}=18.48MPa ; f_{su}=400MPa ; M_{max} = 93.5 KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée A' = 0).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

μ	α	β	A
0.123192691	0.164862755	0.93	6.76

Donc on choisit : 6HA12 = 6.79 cm².

VI.3.5.1. Vérification à l'état limite de service :

En considérant que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcul de (y1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

✓ **En travée**

$$M_{t\ ser} = 24.4\ KNAs = 6.79\ cm^2$$

$$D = 15 \frac{A}{b} \qquad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \qquad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \qquad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Après les calculs en trouve :

D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1	σ_s	σ_b
3.395	251.23	12.81475	0.34634	0.88455	28.30946	109.79816	3.87850

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400\ MPa \quad \dots\dots\dots (C, V)$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15\ MPa \quad \dots\dots\dots (C, V)$$

✓ **En appuis :**

$$M_a = 26.7\ KN \qquad As = 6.79\ cm^2$$

D(cm)	E(cm)	y1(cm)	α_1	β_1	K1	σ_s	σ_b
3.395	251.23	12.81475	0.34634	0.88455	28.30946	120.14799	4.24409

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400\ MPa \quad \dots\dots\dots (C, V)$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15\ MPa \quad \dots\dots\dots (C, V)$$

V.3.5.2. Ferrailage des armatures transversales :

$$V_{\max} = 182.2 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

V (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
182.2	0.3	0.37	1.641441441	3.333333333	CV

Disposition constructive :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ En zone nodale :

$S_t \leq \min(h/4; 12\phi l; 30\text{cm})$; alors on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

✓ En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$. alors on prend 15 cm

h : la hauteur de la poutre.

$S_t \leq \min(0.9d; 50\text{cm}) \rightarrow \text{BAEL91(A.5.1.22)}$.

$S_t \leq \min(36 \text{ cm} ; 50\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$

- **Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

- **Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

S_t	b_0	f_e	A_T^{BAEL}	A_T^{RPA}
15	30	400	0.45	1.35

Soit : 2HA10 \rightarrow $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Résumé :

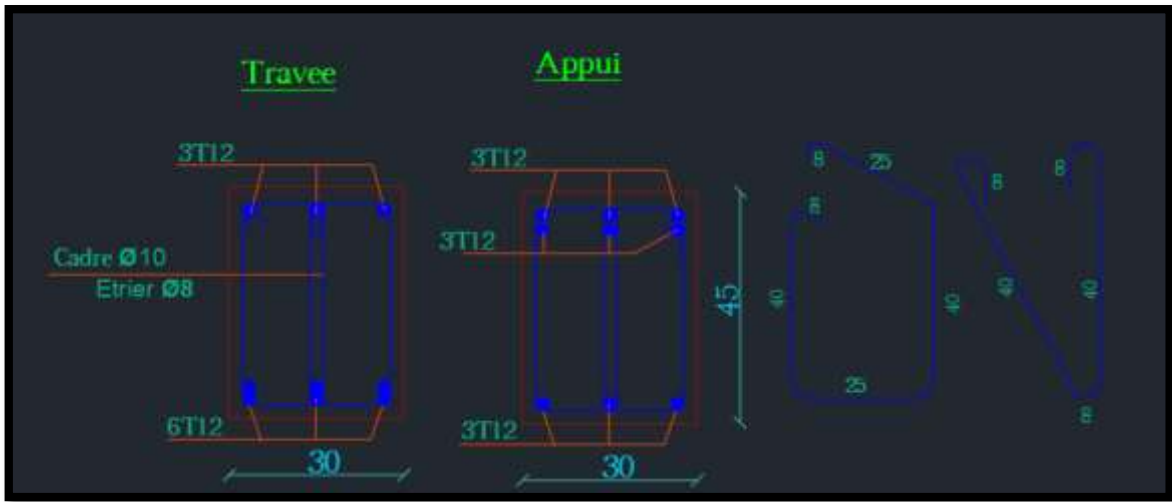
✓ **Poutres principales :**

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Sur appui	30 × 45	6.61	6.75	6HA12	6.79
En travée		3.99	6.75	6HA12	6.79

✓ **Poutres secondaires :**

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Sur appui	30 × 40	6.76	6	6HA12	6.79
En travée		2.71	6	6HA12	6.79

Poutres principales :



Poutres secondaires :

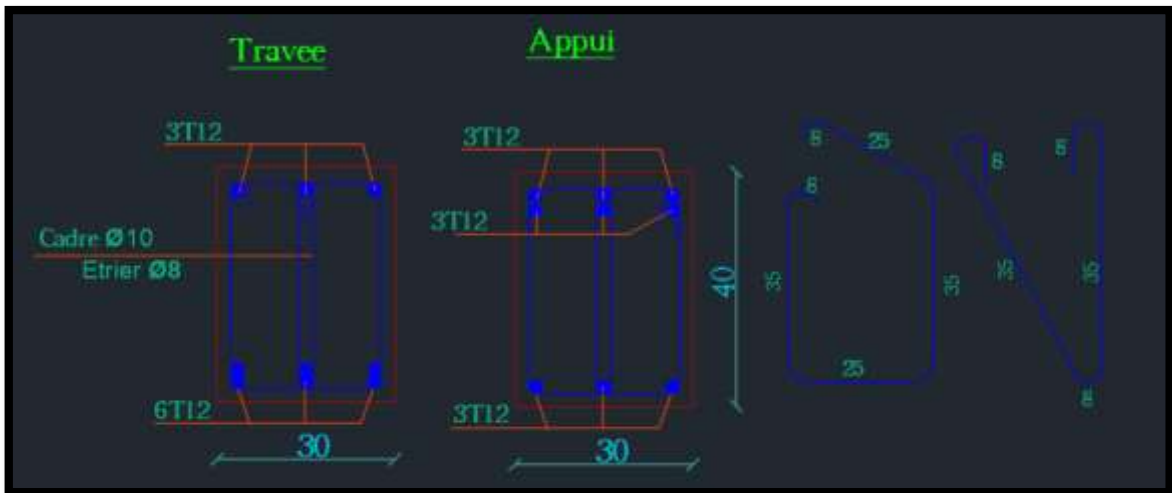


Fig. VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres.

VI.4. Ferrailage des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Voiles pleins : Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

a) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
4. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
5. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b) Aciers horizontaux :

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \bar{l} .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30$ cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.4.2 . Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

VI .4.2.1.Armatures verticales:

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC :

$$h = 2.6 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = 2.6 - 0.05 = 2.55 \text{ m} ; \quad a = 15 \text{ cm}$$

ELU		G + Q + E		0,8G + E	
N_{\max} (t)	M_{COR} (t)	M_{MAX} (t)	N_{cor} (t)	N_{\min} (t)	M_{cor} (t)
98.52	3.39	71.46	14.48	0.11	1.94

✓ 1^{er} cas E.L.U :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire

lorsque : $L_f/h \leq \max (15 ; 20 \frac{e_1}{h})$.

Avec : h : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$e_a = \max (2\text{cm} , L/250)$

$e_a = \max (2\text{cm} , 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} .(2 + \alpha.\Phi)$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times h e$$

	e0	ea	e1	e2	e (cm)
excentricité	0.034409257	2	5.4409257	0.001957601	5.442883301

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c')b.h.\sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$M_{\text{corrigé}}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Mua (t.m)
5.362328628	4.6281066	1.177876714	128.5123286

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Mua}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.778$$

$$A_f = \frac{M u a}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

μ	α	β	A_f	A
0.092786508	0.121929894	0.951228042	15.22441886	-13.08592597

✓ 2^{eme} cas G+Q± E :

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$e = e_1 + e_2$$

	e0	ea	e1	e2	e
excentricité	4.935082873	2	495.5082873	0.004401258	495.5126886

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 18.496 \text{ t.m}$$

$M_{\text{corrigé}}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Ma (t.m)
71.7502373	6.0295755	-0.536502373	89.8502373

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée A' = 0).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

μ	α	β	A_f	A
0.04979387	0.063874308	0.974450277	9.039811476	5.41981

✓ 3^{eme} cas 0,8G+E :

	e0	ea	e1	e2	e (cm)
excentricité	17.63636364	2	1765.636364	0.001957601	1765.638321

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$M_{\text{corrigé}}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Ma (t.m)
1.942202153	6.0295755	-0.018047022	2.079702153

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé A' = 0).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

μ	α	β	A_f	A
0.001152545	0.001441512	0.999423395	0.204010001	0.176510001

✓ **L'armature verticale minimale**

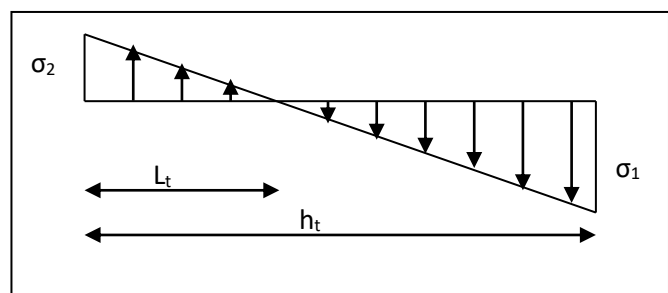
D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2}$$

N (t)	M (t)	a (mm)	h (mm)	σ_1	σ_2
14.4800	71.46	150	2600	4.5997	-3.8571

$$\sigma_1 = \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 = \leq 0$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$



h (mm)	σ_1	σ_2	lt(m)
2600	4.599684418	-3.857120316	1.185851292

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 3.557553876 \text{ cm}$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit**

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 5.85 \text{ cm}$$

Donc on prend :

* **Dans la zone tendue** : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend $A=5.42\text{cm}^2$

* **En zone courante** :

$$h' = h - 2l_t > 0 \Rightarrow h' = 22.82974158 \text{ cm}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h' = 0.342446124 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 11.24 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 5.85 \text{ cm}^2$$

VI.4.2.2.L'espacement :

- **D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1,5.a ; 30 \text{ cm}) = \min(20 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S= 20 \text{ cm}$

Dans la zone tendue

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (**BAEL**) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

VI.4.2.3.Choix d'armature :

- **Dans zone tendue:119cm**

$$\text{soit } 24 \text{ HA } 8 = 12.06 \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans zone courante :23cm**

$$\text{soit } 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$T = 57.74 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{a \times d} = 0.211335948 \text{ MPA}$$

VI.4.3. Armatures horizontales

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

▪ **Globalement dans la section du voile**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25$$

En zone courante

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par m}\ell$

VI.4.3.1. L'espace des barres :

▪ **Armatures Horizontales :**

On a pour chaque nappe $3\phi 8$ par $1\text{m}\ell$, Donc on prend $S_t = 30 \text{ cm}$.

▪ **Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 05 épingle/m²

▪ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPA}$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de **Navier**

Bernoulli :

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2}$$

- **Exemple de calcul :**

Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N = 14.48 t$$

$$M = 71.46 t.m$$

$$\sigma_c = 4.599684418 MPA \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5$$

1. Présentation des ferrillages :

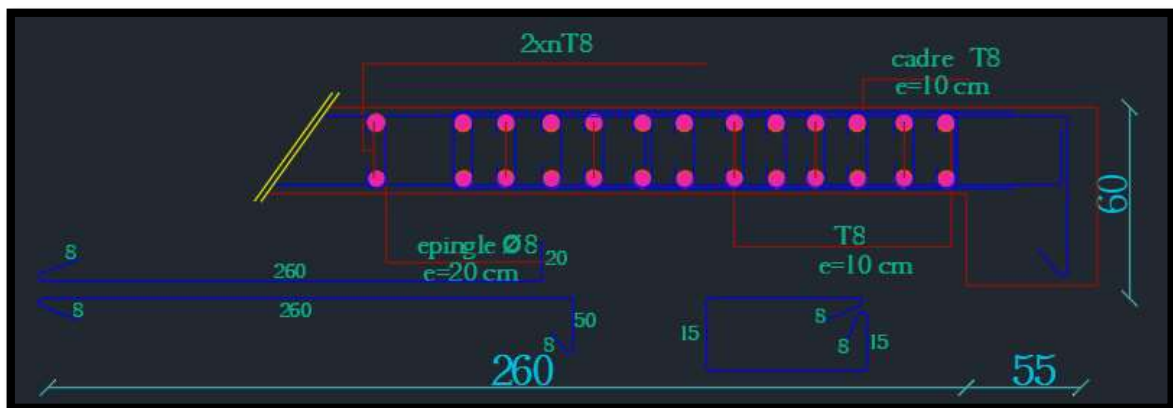


Fig. VI.3 : Schéma de ferrillage des voiles.

chapitre : 7

Etude de

l'infrastructure

VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VII.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Setif

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=1,60$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S2 (site ferme)

-ancrage des fondations : $D = 2.60$ m

VII.3.Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.

- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

VII.4. Définition de type de semelle :

calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{1.33\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 1.60 \text{ bars} = 16 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ A L'ELS

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 2773.41 \text{ T}$$

$$S_s = \frac{2773.41}{16} = 173.39 \text{ m}^2$$

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b = 301.97 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 57.41\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

VII.4.Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

- Selon la condition forfaitaire :

• *Sous poteaux :*

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm}$$

• *La nervure :*

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{425}{10} = 42.50 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à

($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.25 \text{ m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.25^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,59 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (59 \text{ cm} , 21.25 \text{ cm} , 42.50\text{cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- **On prend : $h_r = 70 \text{ cm}$.**

Calcul de surface minimale du radier:

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier ,

On ajoute un débordement (D) .

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x : longueur en plan (24.55 m)

L_y : largeur en plan (12.30 m)

- **Calcul de débordement D:**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 70\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35 ; 30 \text{ cm})$.

On prend :

$D = 0,50 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 301.97 + 0,5 \times 2(24.55 + 12.30) = \mathbf{338.82 \text{ m}^2}.$$

Remarque:

pour des raison d' économie on vas choisir :

$$h_{\text{radie}} = 45 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 70 \text{ cm}$$

❖ Vérification au poinçonnement:

a-vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :
(Article A.5.2.42) BAEL 91

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **203,27 T**.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0,55 + 0,6 + 2 \times 0,7) = 5,1$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 5,1 \times 0,7 \times 25 \times 10^2 / (1,5) = 267.75T$$

$$N_u = 203,27T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 267.75T \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}).$$

b-vérification pour les voiles :

il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 98.52 T$$

$$\mu_c = 2(2.60 + 0.15 + 2 \times 0,7) = 8,3$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 435.75T$$

$$N_u = 98.52T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 435.75T \dots\dots\dots(\text{condition vérifier}).$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier:**

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier :
$$\sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier}: effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 2773.41 \text{ T}$$

$$N_{radier} = 338.82 \times 0,7 \times 2.5 = 592.94 \text{ T}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 2773.41 + 592.94 = 3366.35 \text{ T.}$$

$$\sigma = \frac{3366.35}{338.82} = 9.93 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 16 \text{ T / m}^2 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

b .Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5).

γ: poids volumique de l'eau (γ = 10 KN/ m³).

h: profondeur de l'infrastructure (h = 2.60 m).

S: surface de radier (S = 338.82 m²).

• $W = N_T = 3366.35 \text{ T}$

• $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1321,40$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$3366.35 \geq 1321.40 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

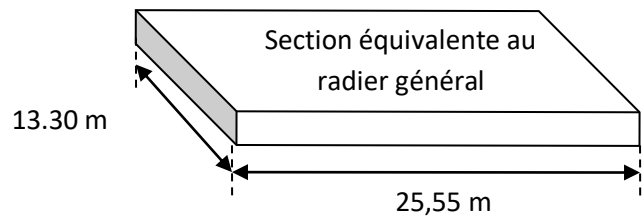
La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VII.5. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.00 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6.00 \text{ m}$$



-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 5009.15 m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 18486.00 m^4$$

VII.6. Vérification de stabilité :

➤ **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

L= L_x ; L_y

Sens longitudinal :

$$\sum N_{total} = 2920.66 \text{ T}$$

$$\sum M_x = 156.33 \text{ T}$$

$$\sum M_y = 168.98 \text{ T}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	2920.66	2920.66
M (T.m)	156.33	168.98
e (m)	0,053	0,058
L / 4 (m)	6.39	3.33
Condition	Condition vérifié	Condition vérifier

➤ Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 3829.80 \text{ T}$$

$$M_{x-x} = 161.32 \text{ T.m}$$

$$M_{y-y} = 169.27 \text{ T.m}$$

$$S_{radier} = 339.82 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 5009.18 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 18486.00 \text{ m}^4$$

$$X_G = 12.00 \text{ m}$$

$$Y_G = 6,00 \text{ m}$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	11.66	10.88	11.465	24	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	11.33	11.22	11.303	24	Condition vérifier

VII.7.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les

poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de

POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
<i>Sur travées</i>	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
<i>Sur appuis</i>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) + (1.35 \times \frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$	$q_{ser} = (G + Q) + (\frac{N_{Ramb} + PP_{rad}}{S_{rad}})$
$q_u = \frac{3810.57 + 1.35(1676.82)}{339.82}$	$q_s = \frac{2773.41 + (1676.82)}{339.82}$
$q_u = 17.87 \text{ T/m}$	$q_s = 13.10 \text{ T/m}$

Le plus grand panneau est le panneau du 4,40×4,40

a) l'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 26,335 \text{ T/m}$

$\alpha = 4,4/4,4 = 1 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0368 \times 17.87 \times 4,4^2 = 127314.46 \text{ N/ml.}$$

$$M_y = M_x \rightarrow M_y = 127314.46 \text{ N/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 127314.46 = 108217.29 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = M_{tx} = 108217.29 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 127314.46 = 38194.34 \text{ N/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 45 - 5 - 2/2 = 39 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	38194.34	108217.29	38194.34	108217.29
μ	0.018	0.050	0.019	0.057
α	0.023	0.064	0.024	0.073
β	0.991	0.974	0.990	0.970
As (cm²/ml)	2.84	8.19	3.00	8.67
As min (cm²/ml)	4.71	4.71	4.47	4,47
Choix des barres	5HA12	8HA12	5HA12	8HA12

As Choix (cm²/ml)	5.65	9.05	5.65	9.05
Espacement (cm)	25	15	25	15

l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 13.10$ T/m

$\alpha = 4,4/4,4 = 1 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

- **A partir du tableau:**

$\mu_x = 0,0442$; $\sigma_b = 15$ MPa

$\mu_y = 1$; $\sigma_s = 201.63$ MPa

- **donc les moments sont:**

- $M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0442 \times 13.10 \times 4,4^2 = 112098.27$ N/ml.

- $M_y = M_x \rightarrow M_y = 112098.27$ N/ml.

- $M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 112098.27 = 95283.53$ N/ml.

- $M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = M_{tx} = 95283.53$ N/ml.

- $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 112098.27 = 33629.48$ N/ml.

VII.8. Calcul des armatures:

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	33629.48	95283.53	33629.48	95283.53
μ	0.015	0.042	0.016	0.046
α	0.019	0.054	0.020	0.059
β	0.992	0.978	0.992	0.976
As (cm²/ml)	4.31	12.39	4.54	13.09
As.min (cm²/ml)	4.71	4.71	4.47	4,47
Choix des	5HA12	9HA14	5HA12	9HA14

barres				
As Choix (cm²/ml)	5.65	13.85	5.65	13.85
Espacement (cm)	20	12.50	20	12.50

$$\sigma_s = 153.85 \text{ MPA} \leq \sigma_s = 201,63 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier}) \quad \sigma_b = 4.38 \text{ MPA}$$

$$\leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier})$$

❖ **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{17.87 \times 4,4 \times 4,4}{2 \times 4,4 + 4,4} = 262.09 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{262.09 \times 10^3}{1000 \times 390} = 0,672 \text{ MPA}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPA})$$

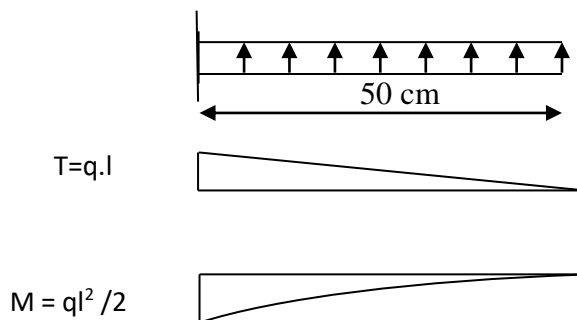
$$\tau_u = 0,672 \text{ MPA} < \tau = 2,5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VII.9. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre .

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	45	39	50	178.70	131.00



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 11,25 \text{ cm}^2$$

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 22.34 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	M	α	β (m)	A_S (cm ²)	$A_{S_{\min}}$	A_{BAEL}
22.34	0,010	0,013	0,994	1.66	4,7	11,25

Donc $A_s = \max (A_{BAEL} , A_{S_{\min}})$.

$$A_s = 11,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A=12,24= 8\text{HA}14$ /ml avec un espacement 14 cm.

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,24}{4} = 3,06 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3,14=4\text{HA}10$ avec un espacement 12 cm.

VII.10. Les sollicitations sur les nervures :

- **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge}$$

triangulaire.

- **Charge trapézoïdale :**

$$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge}$$

trapézoïdale.

On a $\rho = 0,954 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges

(trapézoïdales et triangulaires).

$$q_u = 26,335 \text{ T} / \text{m}^2$$

$$q_s = 19,3 \text{ T} / \text{m}^2$$

- Calcul des sollicitations :

Calcul des moments avec logiciel ROBOT 2011

Sens (x-x) :

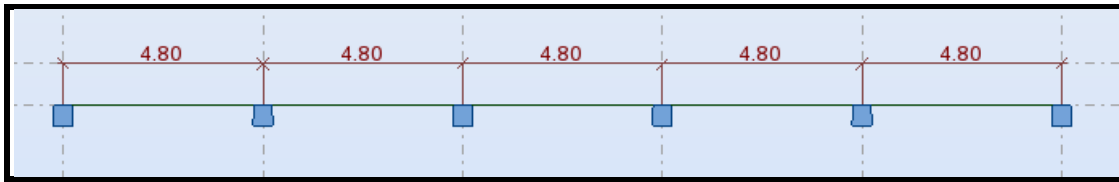


Schéma statique de la nervure sens (x-x)

l'ELU :

Travée	4,4m	4,15m	4m	4,4m	4m	4,15m	4,4m
La charge P (T/m)	60,6	57,14	55,08	60,6	55,08	57,14	60,6

l'ELS:

Travée	4,4m	4,15m	4m	4,4m	4m	4,15m	4,4m
La charge P (T/m)	44,4	41,88	40,36	44,4	40,36	41,88	44,4

Sens (y-y) :

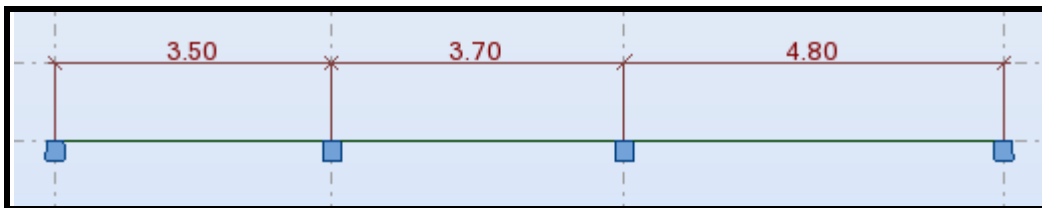


Schéma statique de la nervure sens (y-y)

❖ Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2011**.

A L'ELU:

Sens (x-x) :

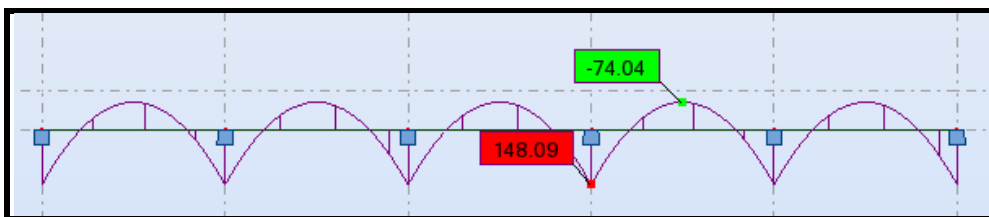


Diagramme des moments fléchissant

A L'ELS:

Sens (x-x) :

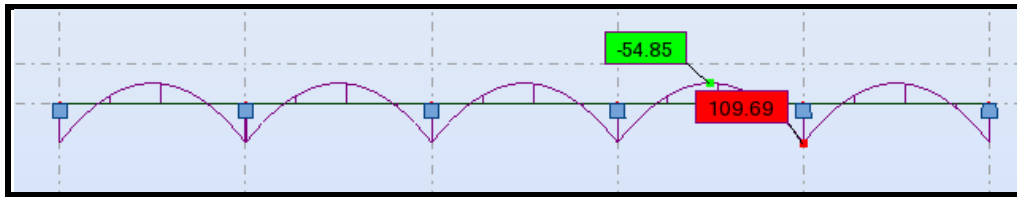


Diagramme des moments fléchissant

A L'ELU:

Sens (x-x) :

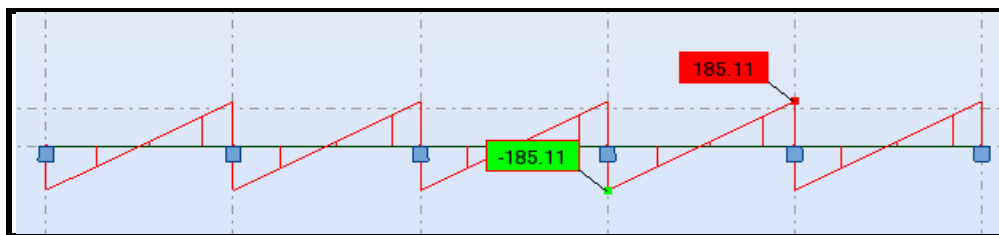


Diagramme des efforts tranchant

A L'ELU:

Sens (y-y) :

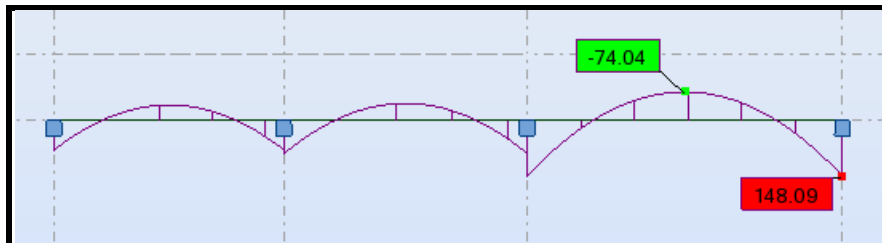


Diagramme des moments fléchissant

A L'ELS:

Sens (y-y) :

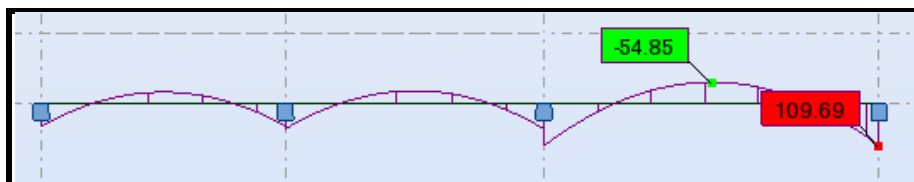


Diagramme des moments fléchissant

A L'ELU:

Sens (y-y) :

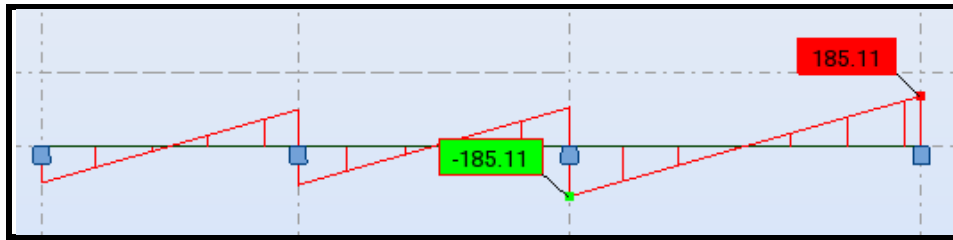


Diagramme des efforts tranchant

VII.11. Calcul du ferrillage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{70}{10} = 7$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{7}{2} = 5$$

- Alors on adopte $c = 5 \text{ cm}$.

➤ Calcul des armatures longitudinales section (40x70)

- A- En travée : $M_{u(\max)} = 74.04 \text{ kn.m} = 74040 \text{ N.m}$

-B- En appuis : $M_{app(\max)} = 148.09 \text{ kn.m} = 148090 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

- Sens (y-y)

-Tableau récapitulatif des résultats (ELU) :

Elément	Mu(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	148090	65	0,062	0.392	0,08	0,968	6.76
Travée	74040	65	0,031	0.392	0,04	0,984	3.33

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_l}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 40 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 3.14 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 40 \times 70 = 2.80 \text{ cm}^2$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% b.h = 14 \text{ cm}^2$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

Élément	A_u (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adop}	A_{adop} (cm ²)
Appuis	6.76	3.14	2.80	14	9.42	3HA16+3HA12
Travée	3.33	3.14			6.03	3HA16

E. L. S :

D'après le BAEL83

- ❖ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- ❖ La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	0.08	148090	109690	1.35	25	0.425	vérifié
Travée	0.04	74040	54850	1.35	25	0.425	vérifié

VII.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{70}{425} = 0,165 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{6,03}{40 \times 65} = 0,0023 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

- : $T_{\max}^u = 185,11 \text{ KN} = 185110 \text{ N}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{185110}{400 \times 650} = 0,71 \text{ MPa}$$

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 20; 16 ; 10 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (17.50 ; 19.20 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S'_t \leq 35 \text{ cm}$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 140 \text{ cm} .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 40 \times \frac{15}{400} = 0.60$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3ft_{28})}{0.8f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{40 \times 15 \times (0.71 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.15 \text{ cm}^2$$

RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 1.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

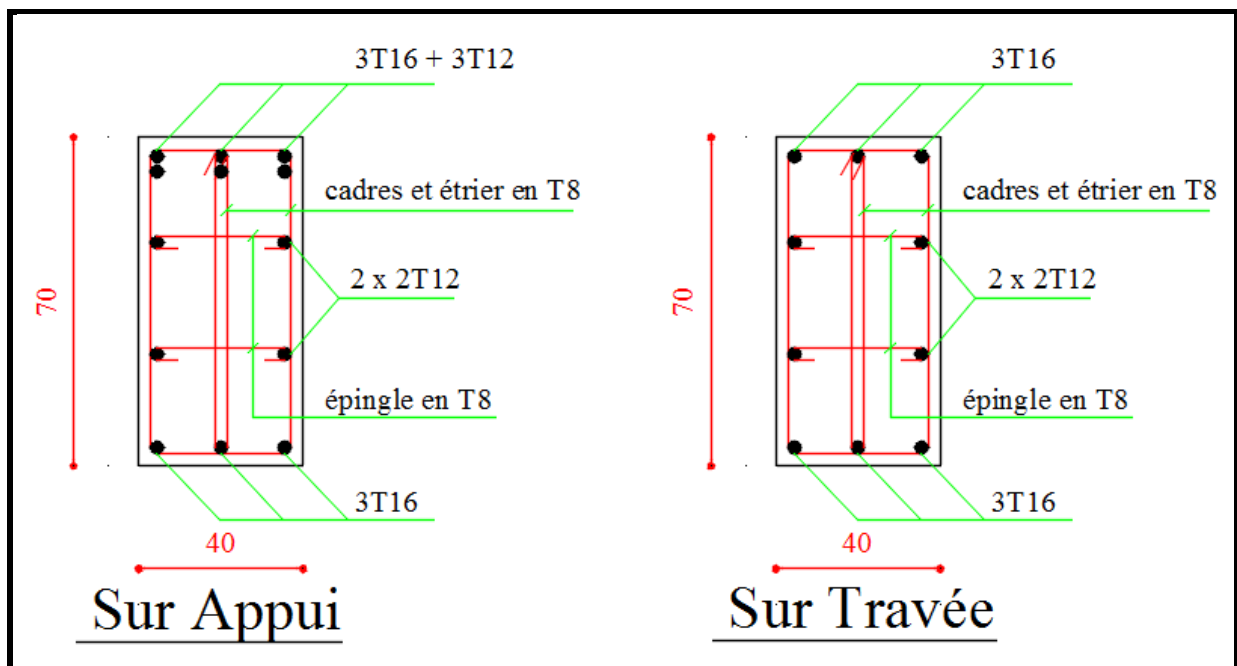


Fig.VI.1: ferrailage de nervures

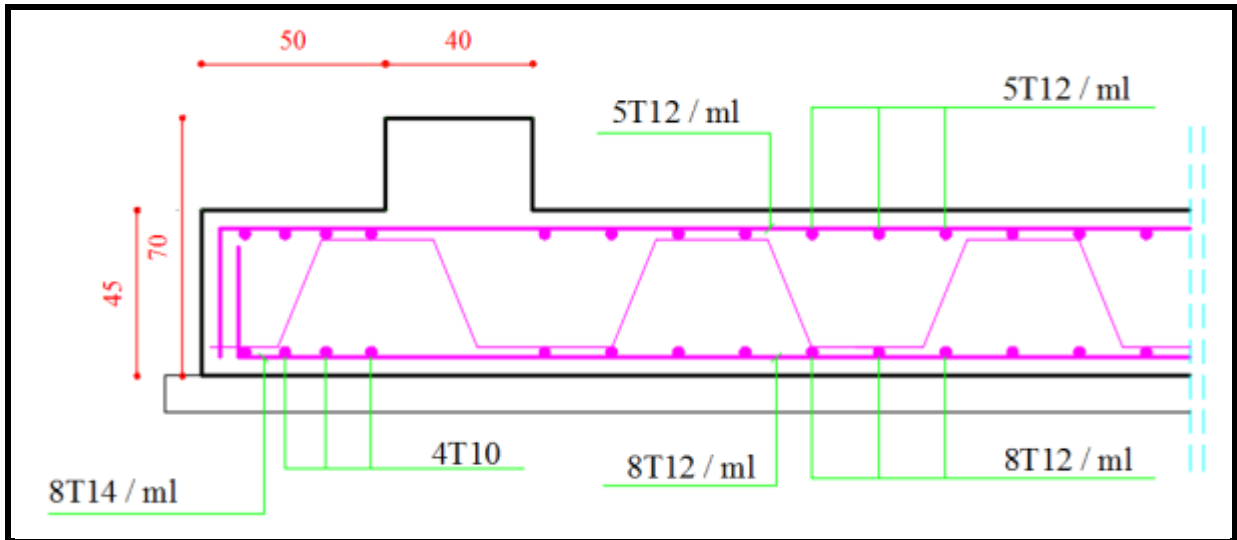


Fig.VI.1: ferrailage de radier

VII.13.LONGRINE

Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99 (art 10.1.1)**

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2032.70}{15} = 135.51 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x40) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A_{\min}^{\text{RPA}} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{T}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_l) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisissant un cadre en $\emptyset 8$ et étrier en $\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

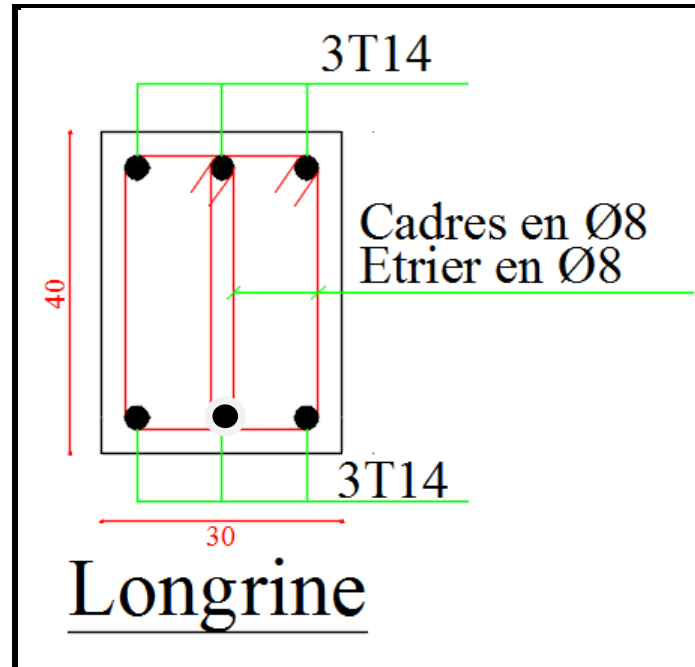


Fig.VII.2: Ferrailage de longrine.

VII.14.La dalle flottante

1.introduction:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

2. Mise en oeuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

2.1. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

2.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage.

Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

2.3. Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

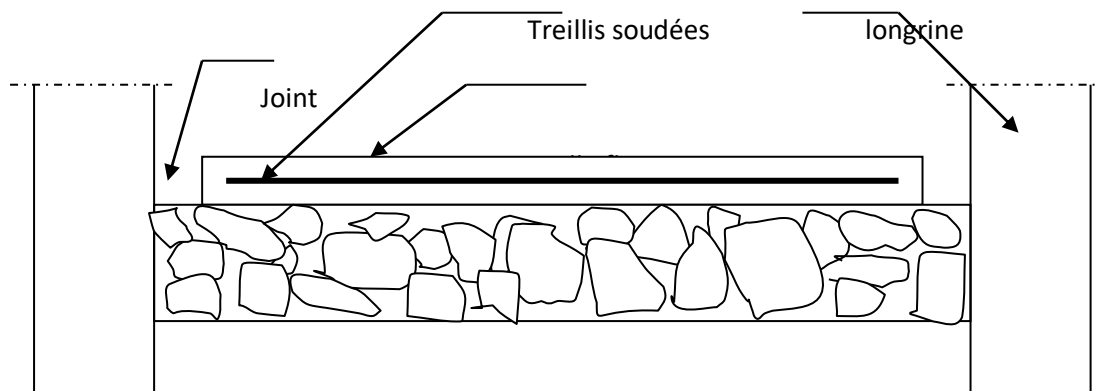


Fig-VII.3:La dalle flottante.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation.

Durant la phase conception et étude, nous avons pu faire l'analyse d'une structure d'une construction. Il est à noter que l'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût dont l'objectif primordial et final étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Pour terminer je voudrais ajouter que tout ce qu'il m'a été demandé de voir pendant la durée de ce projet de fin d'étude constitue à mes yeux un enrichissement certain. J'y ai pris conscience que la fin de ce qu'on appelle les « études d'ingénieur » n'est pas suffisante, mais plutôt que l'arrivée à terme de ma formation au sein de l'université de Biskra marquait le début d'une période de formation nécessitant de tirer l'expérience pour chaque action durant ma future vie professionnelle.

Bibliographie

- ❖ BAEL 91.
- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
- ❖ Règle parasismique algérienne (RPA 99 de version 2003).
- ❖ Règlement neige et vent (RNV 99).
- ❖ Cours de béton armé.