

Université Mohamed Khider -Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : de génie civil et hydraulique
Réf :...../2019

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:...../2019



Mémoire de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

THEME :

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT À USAGE
D'HABITATION (R+9) À CONTREVENTEMENT
MIXTE IMPLANTÉ À BISKRA**

Étudiant :

Draou Ahmed Amin

Encadreur :

Mme Belkacem Mounia

Promotion : 2019



Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur :

*Mme **BELKACEM MOUNIA** pour la sollicitude avec laquelle elle a suivie et guidée ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide,
leur patience.*

DRAOU AHMED AMIN

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À

*Ma très chère mère BEN ZAIN NADIA et mon très
cher père LAHCEN qui m'ont
Toujours soutenus durant toutes les périodes de vie, que
Dieu le tout puissant les protèges et les gardes.*

À

*Mon cher frère AYMEN et mes sœurs DJAMILA,
IMAN, DJIHAD, AMANI et NOUR EL
YAKIN*

À

MA FEMME KHOULOUD

À

Ancien chef de département Toufik Bouziane.

À

Tous mes amis sans exception.

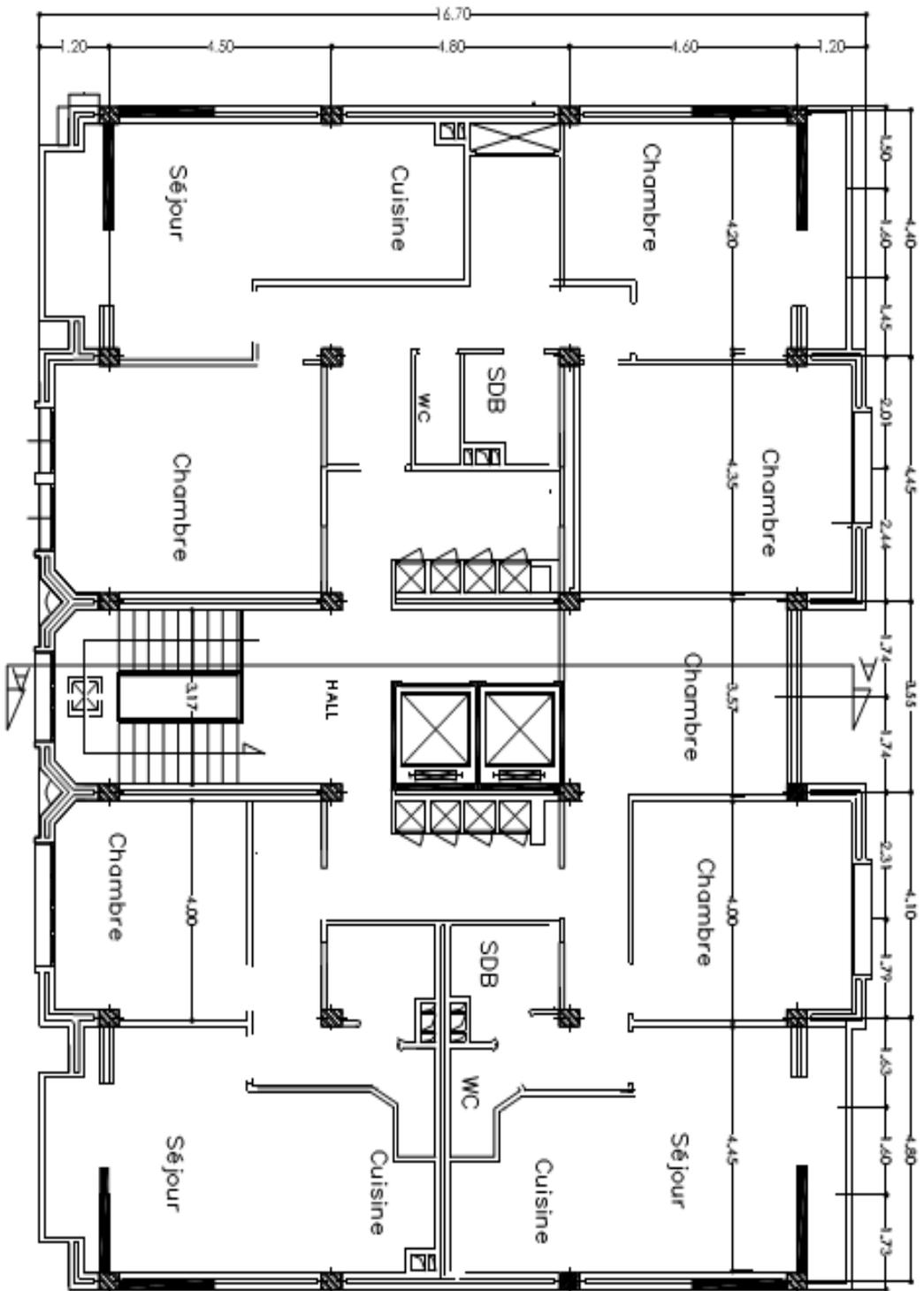
DRAOU AHMED AMIN

Introduction générale

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, un ferrailage inadéquat ou une mauvaise qualité d'exécution. La conception et le dimensionnement d'une structure que ce soit un bâtiment, un ouvrage d'art ou toute autre construction ayant une fonction particulière sont l'œuvre d'une équipe pluri disciplinaire dont au moins un ingénieur Génie Civil.

L'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. Le but de la présente étude est de proposer une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 9 étages à usage d'habitation (R+9 étages), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, en déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

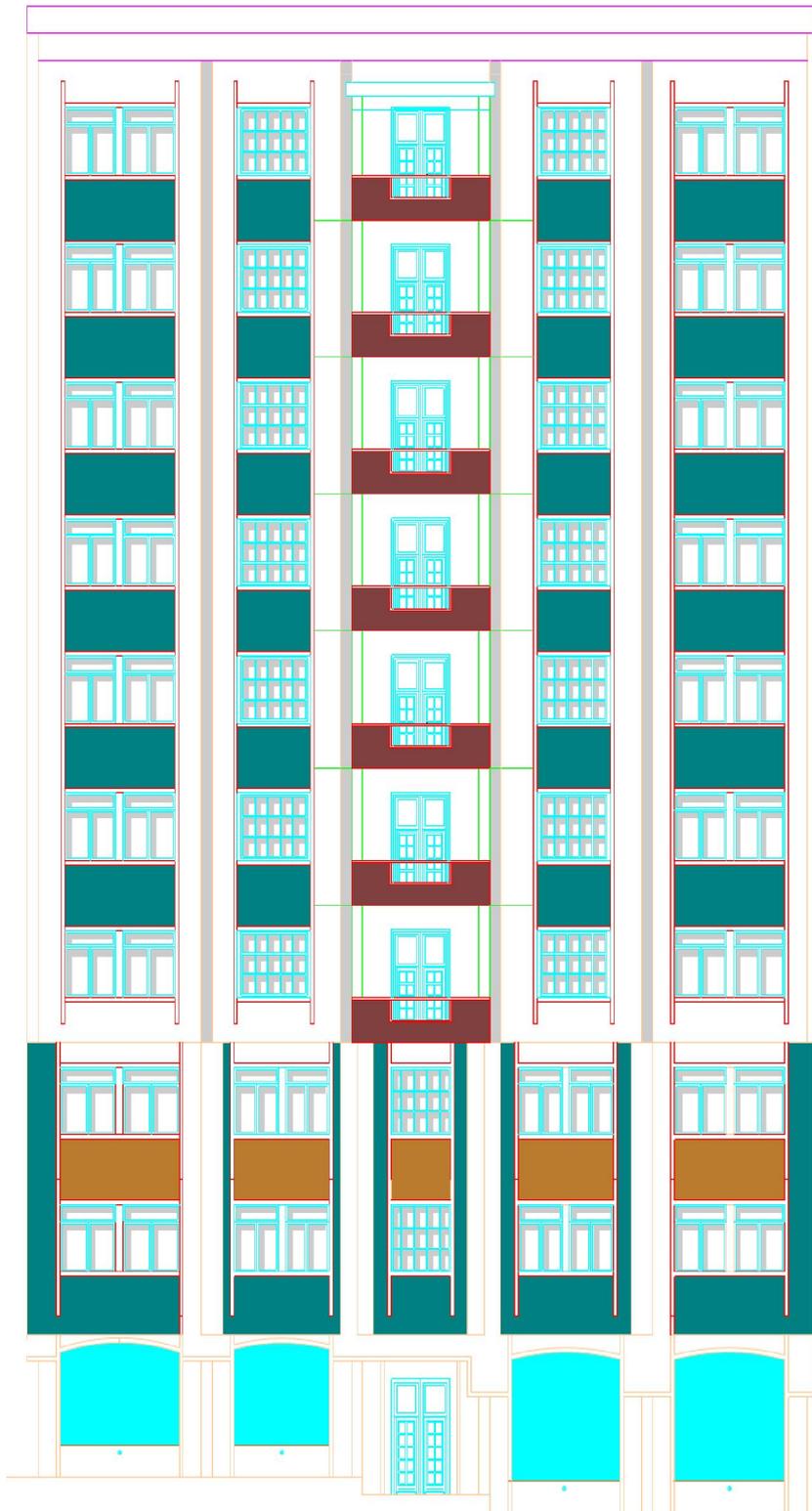
Le travail sera consacré à l'étude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation, en utilisant le logiciel de calcul « **ROBOT2018** ».



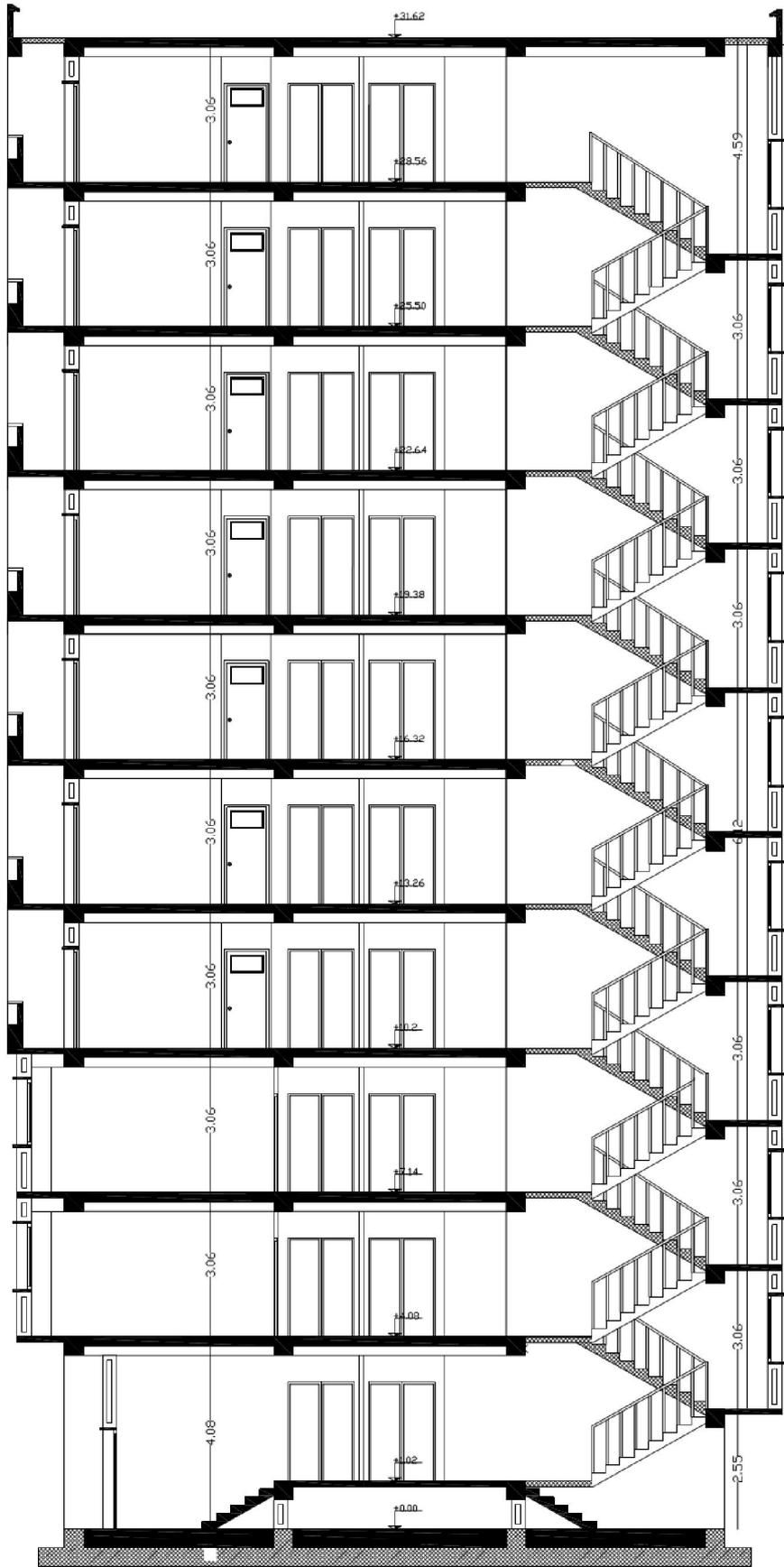
PLAN DU ETAGES COURANT



FAÇADE PRINCIPALE



FAÇADE ANTERIEURE



COUPE AA

Sommaire

Introduction général.....	01
---------------------------	----

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. Introduction	06
I.1. Présentation de l'ouvrage de l'étude	06
I.1.1. Conception de la structure du bâtiment.....	07
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	08
I.2.1. Règlements d'étude	08
I.2.2. Hypothèses de calcul	08
a. Béton	08
B. Acier.....	09
I.2.3. CLASSIFICATION SELON RPA	10

Chapitre II : Pré dimensionnement

II. Introduction	11
II.1. Pré-dimensionnement des poutres	11
II .2. Pré dimensionnement des dalles	12
II. 3. Pré-dimensionnement des poteux	14
II. 4. Pré-dimensionnement des voils	16
II. 5. Pré dimensionnement des escaliers	17
II.2. Descente des charges	20
II.2.1. Introduction	20
II.2.2. Évaluation des charges et surcharges	20

Chapitre III : ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.Introduction.....	29
III.1 .Les planchers	29
III.1.1. Introduction.....	29

III.1.2. Conception des planchers	29
III.1.3. Méthode de calcul	30
III.1.4. calcul du ferrailage	30
III.1.5. Calcul des moments	30
III.1.6. Types des nervures	31
III.2 . L’Acrotère	40
III.2.1. Introduction	40
III.2.2. Mode de travail	40
III.2.3. Calcul des sollicitations	41
III.2.4. Combinaison d’action	42
III.2.5. Calcul de ferrailage	42
III.3. Les Escaliers	46
III.3.1. Introduction	46
III.3.2. calcul des sollicitations	46
III.3.3. Calcul de ferrailage	48
III.3.4. Etude de la poutre palière	55
III.4. Les Balcons	60
III.4.1. Étage courant	60
III.4.2. Calcul des sollicitations	60
III.4.3. Calcul du ferrailage a L’E.L.U	60
III.4.4. Calcul de la flèche	62
III.4.5. Ferrailage du balcon	62

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1. Etude au vent.....	63
IV.1.1. Introduction.....	63
IV.1.2 Application des R N V 99.....	63
IV.2 Etude sismique.....	74
IV.2.1. Introduction.....	74
IV.2.2 Modélisation de la structure	74
IV.2.2.1. Méthode statique équivalente.....	75
IV.2.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	75
IV.2.2.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes	75
IV.2.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	75
IV.2.4. Spectre de calcul	76
IV.2.5. Caractéristique géométrique et massique.....	88
IV.2.6. Vérification les déplacements.....	93
IV.2.7. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	94

Chapitre V: Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction.....	99
V.2. Ferrailage des éléments	99
V.2.1. Ferrailage des poteaux	99
V.2.2. Ferrailage des poutres	110
V.2.3.Ferrailage des Voiles	120

Chapitre VI : Etude de Fondations

VI.1.Introduction.....	127
VI.2. ÉTUDE DE TYPE DE SEMELLE DANS CE PROJET	128

VI.3. Calcul le Radier General.....	128
VI.4. Etude du radier	128
VI.4.1. Pré dimensionnement	128
VI.4.1. a. Condition forfaitaire	128
VI.4.1. b. Condition de rigidité	129
VI.4.1. 1. Calcul de la surface minimale du radier	130
VI.4.1. 2. Calcul de de débordement D	130
VI.5. Ferrailage du radier.....	132
VI.6. Vérifications de radier.....	135
VI.7. ÉTUDE DE LA NERVURE	136
VI.8. LONGRINE	140
VI.8.1. Calcul des armatures longitudinales	140
Conclusion général	142
Biographique.....	143

Chapitre I
Présentation du projet

INTRODUCTION

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants. Lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, à un ferrailage inadéquat, à une mauvaise qualité d'exécution.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC et 09 étages destinés pour usage d'habitation, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

I.1 Présentation de l'ouvrage étudié :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de chaussée et de 09 étages à usage d'habitation.

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

En élévation :

Hauteur du RDC-----4.08 m.

Hauteur étage courant-----3.06 m.

L'acrotère-----0.6 m

Hauteur totale-----31.62m.

En plan :

*Longueur en plan-----21.60 m

*Largeur en plan-----14.30m

- Le bâtiment est implanté à la wilaya de BISKRA, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2) : parce qu'il est considéré comme bâtiment d'usage habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m.
- Le site est considéré comme un site ferme (S2).

I.1.1 Conception de la structure du bâtiment

a. Structure de contreventement

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

✓ 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 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.

b. Le Plancher

On a opté pour un plancher en corps creux, qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu)

c. La cage d'escalier

La cage d'escalier permet l'accès du niveaux RDC au neuf étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

d. Les façades

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

e. Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Pour justifier la sécurité de l'ouvrage et de ses éléments, cette étude est élaborée sur la base des réglementations et des normes Algériennes et Internationales suivantes :

1. DTR BC 2 4.8 R.P.A. 99 version 2003 : Règles Parasismiques Algériennes, désigné ci-après par RPA.
2. DTR BC 2.2 C.B.A. 93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, désigné ci-après par CBA.
3. DTR BC 2.2 : Charges Permanentes et Charges d'Exploitations, désigné ci-après par CPCE.
4. DTR C 2.4.7 R.N.V. 99 : Règlement Neige et Vent, désigné ci-après par RNV.
5. DTU P 18.702 BAEL 91 modifié 1999 : Règles de Calcul de Béton Armé aux États Limites, désigné ci-après par BAEL.

1.2.1. HYPOTHÈSES DE CALCUL

Caractéristiques des matériaux :

Le bâtiment sera réalisé en béton armé de poids volumique de 25 kN/m^3 . Le béton et l'acier possèdent les caractéristiques suivantes :

a) Béton :

- Le béton est dosé en 350 kg/m^3 en ciment CEM II-CPJ 42,5.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- La résistance en compression de calcul à l'ELU : $f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \gamma_b$.
 - Dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_b=1,5$) et la durée d'application des charges est supérieure à 24 heures ($\theta=1$) ; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.
 - Dans les combinaisons accidentelles ($\gamma_b=1,15$) et la durée d'application des charges est inférieure à 1 heure ($\theta=0,85$) ; $f_{bu} = 21,8 \text{ MPa}$
- La contrainte tangentielle limite à l'ELS dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_b = 1,5$) et pour des armatures droites et fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \{ 0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa.}$$

La contrainte limite de compression à l'ELS $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$.

Le module de déformation longitudinale différée à 28 jours :

$$E_{v28} = 3700 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10\,819 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée à 28 jours

$$E_{i28} = 11\,000 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 32\,164 \text{ MPa.}$$

- Le coefficient de Poisson :

- à l'ELU : $\nu = 0$.
- A l'ELS : $\nu = 0,2$.
- Le module de déformation transversale différée à 28 jours : $G_{v28} = E_{v28}/2 (1 + \nu)$;
 - à l'ELU : $G_{v28} = 5\,409$ MPa.
 - à l'ELS : $G_{v28} = 4\,508$ MPa.
- Le module de déformation transversale instantanée à 28 jours : $G_{i28} = E_{i28}/2 (1 + \nu)$;
 - à l'ELU : $G_{i28} = 16\,082$ MPa.
 - à l'ELS : $G_{i28} = 13\,402$ MPa.

b) Acier

- Les armatures principales sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400.
- La limite de la limite d'élasticité garantie : $f_e = 400$ MPa.
- La limite élastique de calcul à l'ELU ; $f_{su} = f_e/\gamma_s$;
 - Dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_s = 1,15$) ; $f_{su} = 348$ MPa.
 - Dans les combinaisons accidentelles ($\gamma_s = 1$) ; $f_{su} = 400$ MPa.
- La contrainte limite de traction à l'ELS est ;
 - Fissuration préjudiciable en infrastructure :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

Pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\emptyset \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$; $\overline{\sigma}_{st} = 202$ MPa.

- Fissuration très préjudiciable en superstructure :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

Pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\emptyset \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$; $\overline{\sigma}_{st} = 165$ MPa.

- Le module d'élasticité de Yong : $E_s = 200\,000$ MPa.

1.2.2. CLASSIFICATION SELON RPA

L'ouvrage est classé selon les RPA comme suit :

- a. **Zone sismique** ; Zone I - sismicité moyenne.
- b. **Importance** ; Groupe d'usage 2 – ouvrages importance moyenne.
- c. **Site** ; Catégorie S2 - site ferme
- d. **Systèmes de contreventement** ; Structure en béton armé à contreventement mixte portiques/voiles.
- e. **Configuration** ; Configuration régulière en plan et en élévation.

Chapitre II
pré dimensionnement

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles).

Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivant : **RPA99 V2003 et BAEL91.**

II.1. Pré-dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction.

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$

Tel que b et h sont les dimensions de poutre.

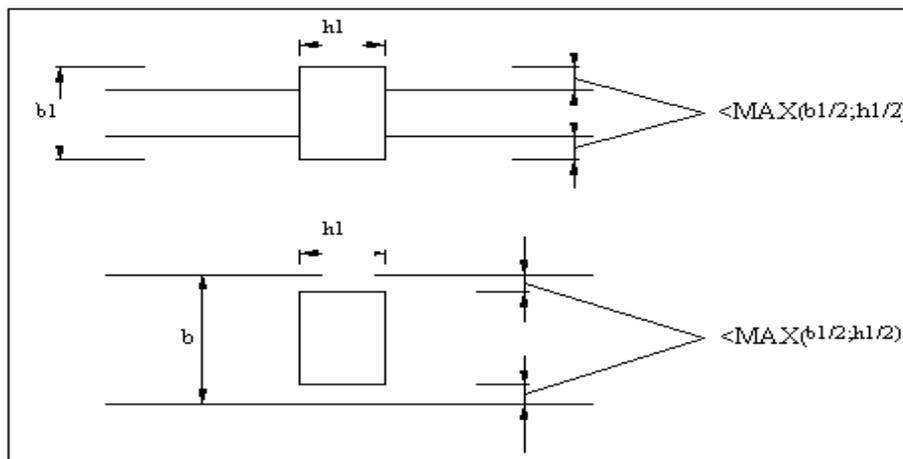


Fig (II.1) : Dimensions à respecter pour les poutres.

Condition portée : (**PIERRE CHARON ... page 218**).

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

Telle que : h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

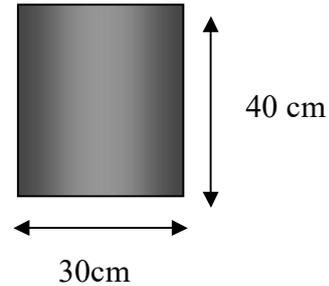
1.1. Les poutres longitudinales (Principales) :

On a $L_{\max} = 4,8 \text{ m}$

$$\Rightarrow 32 < h < 48$$

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

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



* la poutre principale à une section : $(b \times h_p) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

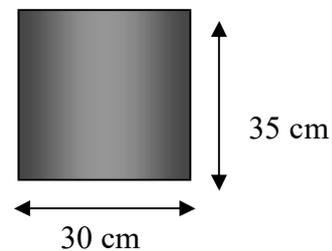
1.2. Les poutres transversales (secondaires) :

On a $L_{\max} = 4,80 \text{ m}$

$$\Rightarrow 32 < h_s < 48$$

\Rightarrow On prend $h_s = 35 \text{ cm}$

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



* la poutre secondaire à une section : $(b \times h_s) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Vérification vis-à-vis du RPA99/ V2003 :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV (CV : condition vérifiée)
- $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- $h_p / b = 40 / 30 = 1,33 < 4$ CV
- $h_s / b = 35 / 30 = 1,16 < 4$ CV

II .2. Pré dimensionnement des dalles :

Les planches sont des aires planes limitant des étages et supportant les revêtements de sol. Pour ce projet on a opté pour un plancher en corps creux.

2.1. Justification du choix du plancher à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur le plancher.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

→ h_t : la hauteur total (corps creux + la table de compression).

Cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux.

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

L'épaisseur de la dalle dépend de plusieurs conditions :

- **Condition de résistance au feu :**

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

$e_2=7\text{cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e_2=11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

- **Condition de flèche : (BAEL91.B6.8.424.....page172.) :**

D'après la condition de résistance à la flèche $e \geq \frac{L}{22,5}$ BAEL91 (art B.6.8, 424).

$$L = \min (L_x^{\max} , L_y^{\max})$$

$$L = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 21.33\text{cm}.$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+5)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$$

Caractéristique géométrique des poutrelles :

$$0,3 \leq \frac{b_0}{h_t} \leq 0,4 \quad \text{selon les règles BAEL.}$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit } b_0 = 10 \text{ cm.}$$

La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

*Le corps creux choisi est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures

L : la longueur de la nervure :

On prend $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

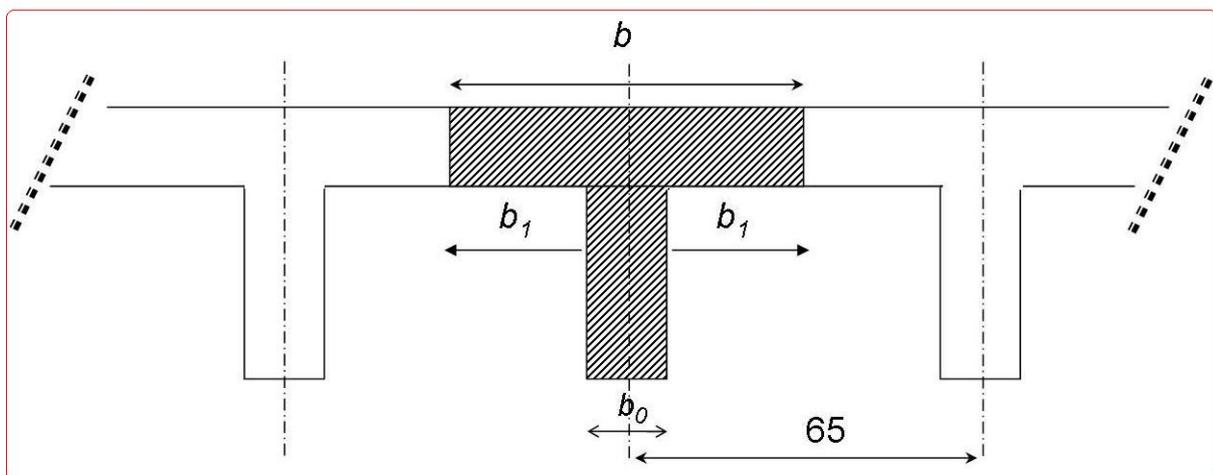


Fig (II.2) : Caractéristique géométrique des poutrelles

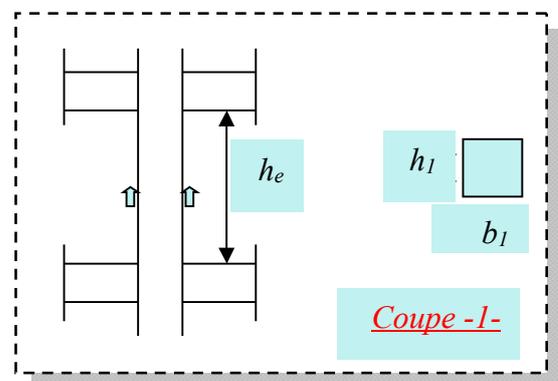
II.3. Pré dimensionnement des poteaux :

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

Selon les règles (B.A.E.L) on a :

- $L_F = 0.7 h_e$

$$L_F = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$$



$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70.$$

$$\lambda_x = 3.46 \frac{L_F}{b}, \quad \lambda_y = 3.46 \frac{L_F}{h}.$$

$$\begin{cases} \lambda_x = 3.46 \frac{285.6}{b} \geq 70. \\ \lambda_y = 3.46 \frac{336}{h} \geq 70 \end{cases} \Rightarrow b = h \geq 14.12 \text{ cm}.$$

➤ Donc on propose une section de (50 x 55)

Vérification :

Selon les règles R.P.A/ version 2003 (art 7.4.1) page 48 pour la zone1 :

$$\min(b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\min(b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{408}{20} = 20.4 < 40 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 0.8 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Initialement les dimensions suivantes de la section du poteau qui seront vérifiées par la Suite :

-Pour tous les niveaux soit $b_I=50 \text{ cm}$ et $h_I=55 \text{ cm}$

Remarque :

La section sera adoptée après avoir la descente de charges sur les poteaux.

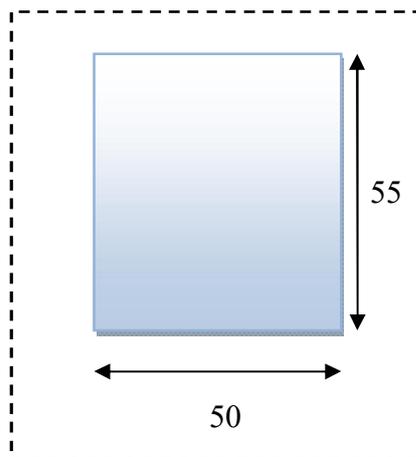


Fig (II.3) : Section des poteaux choisis

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Le contreventement mixte tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois conditions suivantes qui doivent être respectées :

- ☒ 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 portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les 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.

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de RPA99/Version2003 (page56).

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4e$ telle que L : longueur de voile

e : épaisseur de voile.

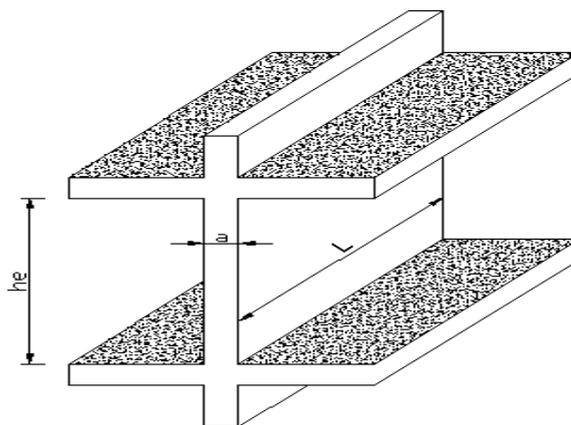


Fig (II.4) : Coupe de voile en élévation

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$$

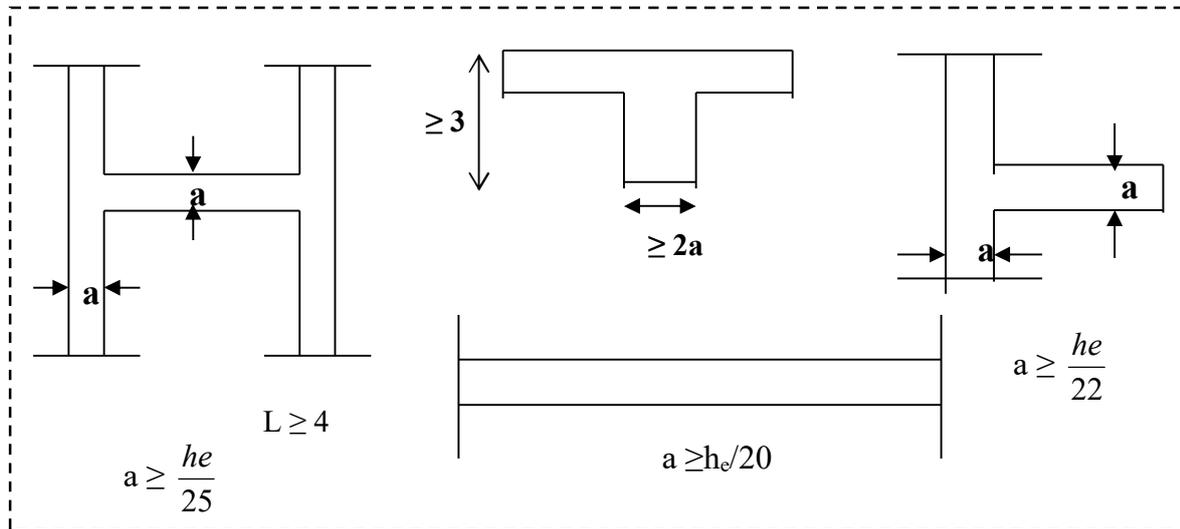


Fig (II.5) : Coupes de voiles en plan

a/ RDC :

$$h_e = 4.08 - 0,35 = 3.73 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = 373 / 20 = 18.65 \text{ cm}$$

*Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles **e = 20 cm.**

II.5. Pré dimensionnement des escaliers

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.

Remarque:

En a choisit un seul type pour faire l'étude (escalier étages courants)

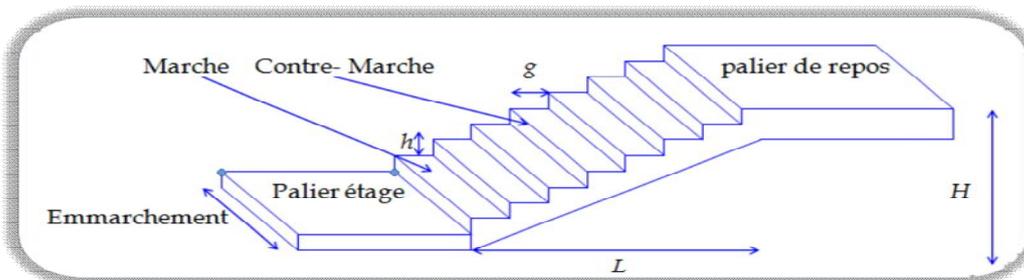
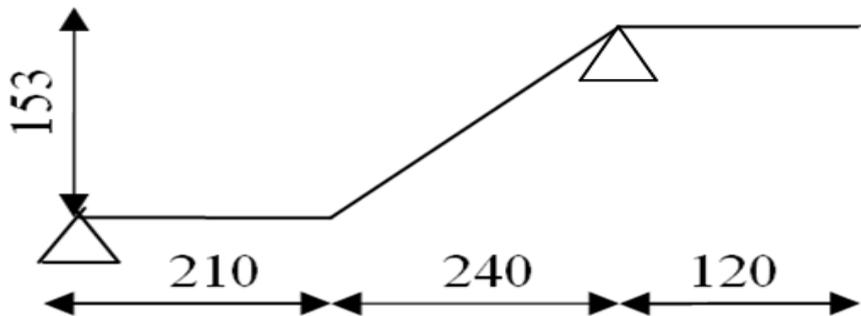


Figure II.9. Escalier.



h : hauteur de contre marche

g : largeur de marche (giron).

Pratiquement : la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm .

la largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm .

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64$ cm $\Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$ ***** (c.v)

- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$n = \frac{306}{17} = 18$ Contre marche pour les deux volées.

- Longueur de la volée

$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240$ cm.

- Inclinaison de la paillasse

$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5^\circ$

H : hauteur d'étage = 3.06 m

L : Longueur de la paillasse=2.40 m.

$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85$ m

- Epaisseur de la paillasse

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$L = 2.85 + 2.10 = 4.95$ m

$$\text{D'où : } e = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{30} \right) \cdot L_t \Leftrightarrow e = (12.38 \div 16.50) \text{ cm} \Leftrightarrow$$

$$L_t = 495 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } e = 15 \text{ cm.}$$

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

II.2. Descente des charges

II.2.1. Introduction

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, et ainsi la vérification de leur section.

Rôle de descente des charges

- Évaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.2. Évaluation des charges et surcharges

II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible (DTR B.C 2.2)

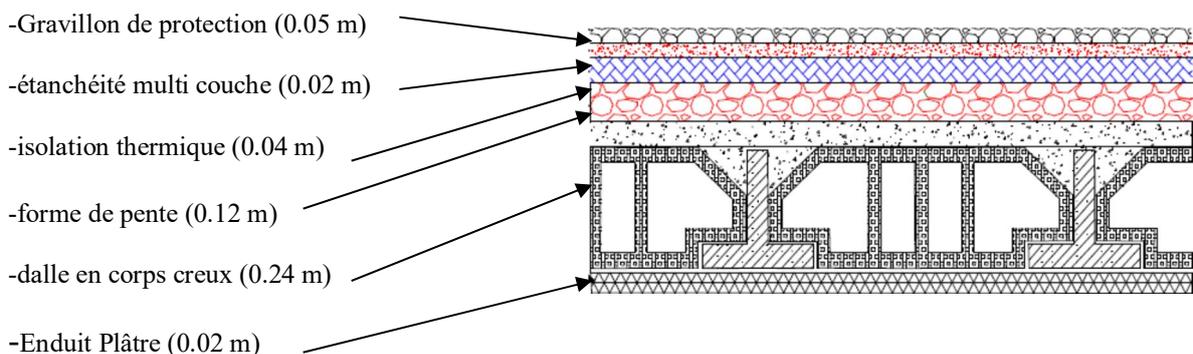


Fig. II.10. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.12	22	2.64
5	Plancher en corps creux	0.25	-	3.20
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20

$$G = 7.32 \text{ KN/m}^2. \quad Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

II.2.2.2. Plancher courant à usage d'habitation (DTR B.C 2.2)

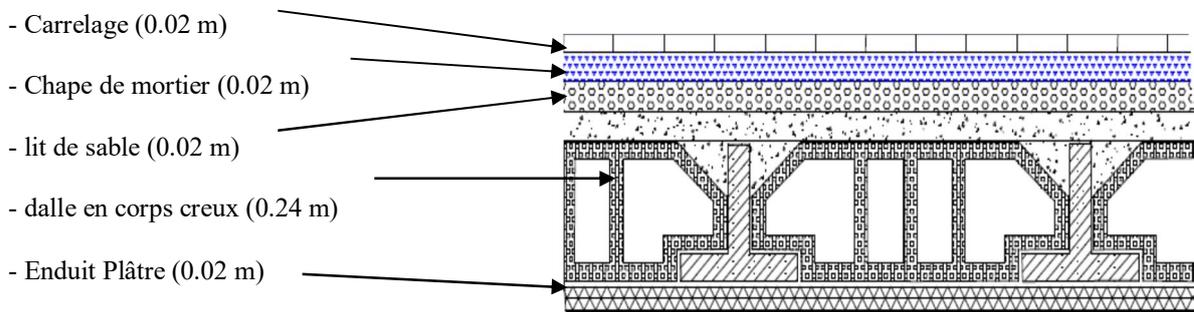


Fig. II.11. Schéma d'un plancher d'étage courant.

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.25	-	3.20
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons légères	-	-	1

G = 5.60 KN/m².

Q = 1.50 KN/m².

II.2.2.5 Murs extérieurs (DTR B.C 2.2)

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit extérieur	0.02	20	0.4
2	Brique creuse	0.15	14	2.1
3	Brique creuse	0.1	14	1.4
4	Enduit intérieur	0.015	12	0.18

Avec 30% d'ouverture $4.08 \times 0.7 = 2.856 \text{ KN/m}^2$

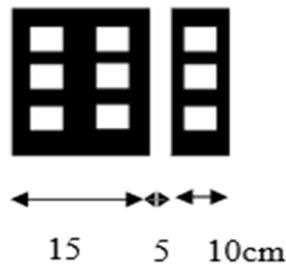


Fig. II.12. Schéma du mur double cloisons.

II.2.2.6. Acrotère (DTR B.C 2.2)

Surface de l'acrotère

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

Charge permanente

$$G_1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

$$G_2 = 1 \times 0.6 \times 1.8 = 1.08 \text{ KN/ml.}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.7125 + 1.08 = 2.792 \text{ KN/ml.}$$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

Surcharge

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1.00 KN/m.

$$Q \times 1\text{m} = 1.00 \text{ KN/ml}$$

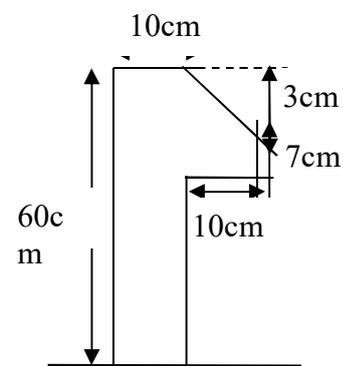


Fig. II.13. L'acrotère.

$$G = 2.792 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

II.2.2.7. Les escaliers

A) Paliers (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine(BA)	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.4

$$G = 5.35 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml.}$$

B) Volée (paillasse) (DTR B.C 2.2)

Épaisseur de marche = $0.5h = 0.5 \times 0.17 = 0.085$ m

Épaisseur de paillasse = $e/\cos \alpha = 0.15/\cos 32.5 = 0.172$ m

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids de marche	0.085	22	1.87
4	Paillasse	0.172	25	4.3
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Garde corps	-	-	0.15

G=7.36 KN/ml.

Q=2.50 KN/ml.

➤ **Tableau récapitulatif**

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher terrasse	7.32 KN/m ²	1.00 KN/m ²
Plancher d'Etage courant	5.60 KN/m ²	1.50 KN/m ²
Acrotère	2.792 KN/ml	1.00 KN/m ²
Murs extérieurs (30 cm)	2.856 KN/m ²	-----
Escalier (palier)	5.35 KN/m ²	2.50 KN/m ²
Escalier (paillasse)	7.36 KN/m ²	2.50 KN/m ²

II.2.3. Loi de dégression (DTR B.C 2.2)

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

- Pour la toiture 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).

II.2.3.1. Descente des charges sur un poteau rectangulaire central B2

- La surface afférente pour la charge permanente

$$S_G(\text{étage}) = (1.90+2.25) \times (2.25+2.15) = 18.26 \text{ m}^2$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation

$$S_Q(\text{terrasse}) = (1.90+2.25+0.30) \times (2.25+2.15+0.30) = 20.92 \text{ m}^2$$

$$S_Q(\text{étage}) = 20.92 - (0.50 \times 0.55) = 20.72 \text{ m}^2$$

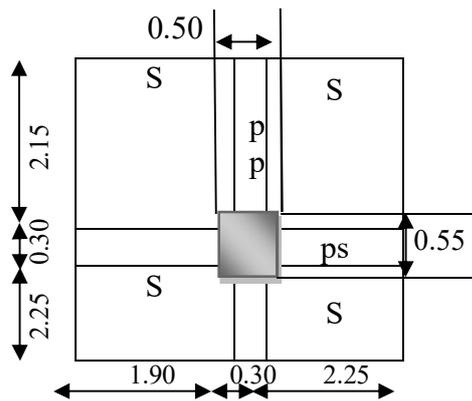


Fig. II.14. La surface afférente du poteau .

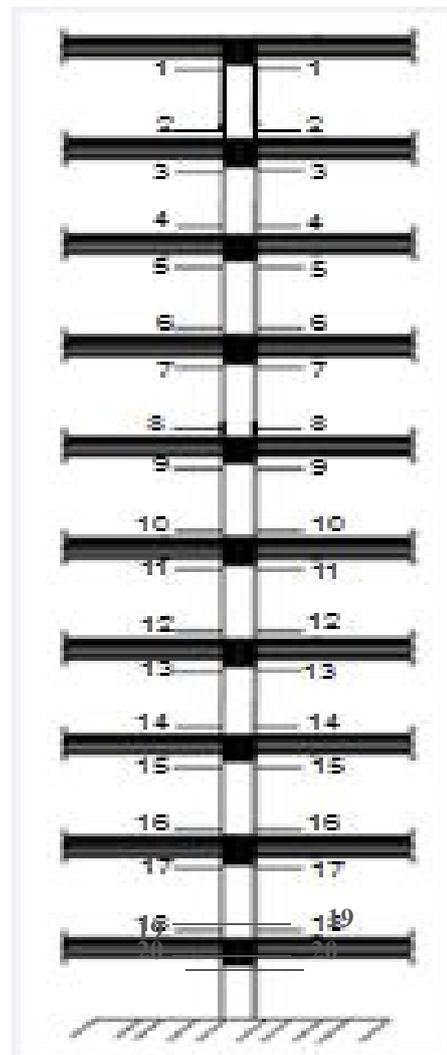


Fig. II.15. Coupe vertical des poteaux .

niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher Terrasse : 7.32×18.26 Poutre s : (0.30×0.35 ×4.05) ×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.20) ×25	133.66 10.63 12.60	(20.92×1) =20.92
2-2	Venant 1-1 : Poteau :(0.50×0.55×3.06) × 25	156.89 21.08	20.92
3-3	-Venant 2-2 : Plancher E.C :5.60×20.72 Poutre s : (0.30×0.35 ×4.05) ×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.20) ×25	177.97 116.03 10.63 12.60	20.92+ (20.65×1.50) =51.90
4-4	-Venant 3-3 Poteau : (0.50×0.55×3.06) × 25	317.23 21.08	51.90
5-5	-Venant4-4 Plancher E.C : 5.60×20.72 Poutre s : (0.30×0.35 ×4.05) ×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.20) ×25	338.31 116.03 10.63 12.60	51.90+ (0.9×20.65×1.50) =79.77
6-6	-Venant 5-5 Poteau : (0.50×0.55×3.06) × 25	477.57 21.08	79.77
7-7	-Venant6-6 Plancher E.C : 5.60×20.72 Poutre s : (0.30×0.35 ×4.05)×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.20) ×25	498.65 116.03 10.63 12.60	79.77+ (0.8×20.65×1.50) =104.55
8-8	-Venant 7-7 Poteau : (0.50×0.55×3.06) × 25	637.91 21.08	104.55
9-9	Venant 8-8 Plancher E.C : 5.60×20.72 Poutre s : (0.30×0.35 ×4.05)×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.20) ×25	658.99 116.03 10.63 12.60	104.55+ (0.7×20.72×1.50) =126.31
10-10	-Venant 9-9 Poteau : (0.50×0.55×3.06) × 25	798.25 21.08	126.31
11-11	-Venant 10-10 Plancher E.C : 5.60×20.72 Poutre s : (0.30×0.35 ×4.05)×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.20) ×25	819.33 116.03 10.63 12.60	126.31+ (0.6×20.65×1.50) =144.90
12-12	-Venant 11-11 Poteau : (0.50×0.55×3.06) × 25	970.59 21.08	144.90
13-13	-Venant 12-12 Plancher E.C : 5.60×20.72 Poutre s : (0.30×0.35 ×4.05)×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.20) ×25	991.67 116.03 10.63 12.60	144.90+ (0.5×20.65×1.50) =160.39
14-14	-Venant 13-13 Poteau : (0.50×0.55×3.06) × 25	1130.93 21.08	160.39
15-15	-Venant 14-14 Plancher E.C : 5.60×20.72 Poutre s : (0.30×0.35 ×4.05)×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.20) ×25	1152.01 116.03 10.63 12.60	160.39+ (0.5×20.65×2.50) =175.88

16-16	-Venant 15-15 Poteau : $(0.50 \times 0.55 \times 3.06) \times 25$	1291.27 21.08	175.88
17-17	-Venant 16-16 Plancher E.C : 5.60×20.72 Poutre s : $(0.30 \times 0.35 \times 4.05) \times 25$ Poutre p : $(0.30 \times 0.40 \times 4.20) \times 25$	1312.35 116.03 10.63 12.60	175.88+ $(0.5 \times 20.65 \times 2.50)$ =191.37
18-18	-Venant 17-17 Poteau : $(0.50 \times 0.55 \times 3.06) \times 25$	1451.61 21.08	191.37
19-19	-Venant 18-18 Plancher E.C : 5.60×20.72 Poutre s : $(0.30 \times 0.35 \times 4.05) \times 25$ Poutre p : $(0.30 \times 0.40 \times 4.20) \times 25$	1472.69 116.03 10.63 12.60	191.37+ $(0.5 \times 20.65 \times 2.50)$ =206.86
20-20	-Venant 19-19 Poteau : $(0.50 \times 0.55 \times 4.08) \times 25$	1611.95 28.05	206.86
		$\Sigma = 1640$	$\Sigma = 206.86$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1640 + 1.5 \times 206.86 = 2524.29 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 1640 + 206.86 = 1846.86 \text{ KN}$$

II.3.1.1 Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

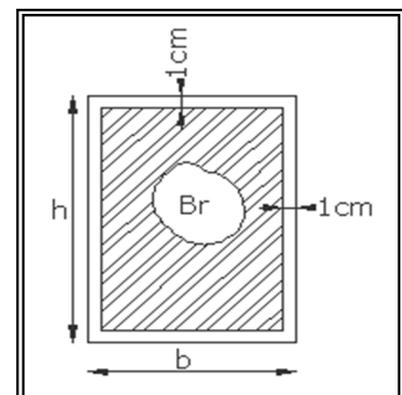
$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$



Poteau (55×50) : du niveau RDC : L₀ = 4.08 m

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 4.08}{0.50} = 19.79$$

$$\lambda = 19.79 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.802$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 4.08}{0.55} = 17.99$$

$$\lambda = 17.99 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.810$$

pas de risque de flambement.

B_r: est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2) \times (b-2) = (55-2) \times (50-2) = 2544 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \quad \gamma_b = 1.50$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 550}{100} = 550 \text{ mm}^2$$

$$4 \times ((0.50 + 0.55) \times 2) = 840 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (550 \text{ mm}^2 ; 840 \text{ mm}^2) = 840 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.7 \% B \text{ (zone I)} = 0.007 \times 500 \times 550 = 1925 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA}) = \max (840 \text{ mm}^2 ; 1925 \text{ mm}^2) = 1925 \text{ mm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

N_u (N)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N)	Condition
2524290	720	1400	1400	1824	5381011	Vérifiée

II.3.1.2 Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_d : désigne effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .

B_c : est l'aire (section brute)

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\nu = \frac{1846860}{500 \times 550 \times 25} = 0.27 \dots \dots \dots (cv)$$

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages. (50x55) cm².

Chapitre III
ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III. ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- ✓ Les éléments secondaire qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier ...) sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dans l'étude de ces éléments est indépendante de l'Action sismique.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

III.1. Les planchers

III.1.1. 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.

III.1.2. 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, des poutrelles coulées sur place et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (20x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

III.1.3. Méthode de calcul

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

III.1.4. Calcul des sollicitations

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 $\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kg} \end{cases}$
- 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) :

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

III.1.5. Calcul des moments

- Les moments sur 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

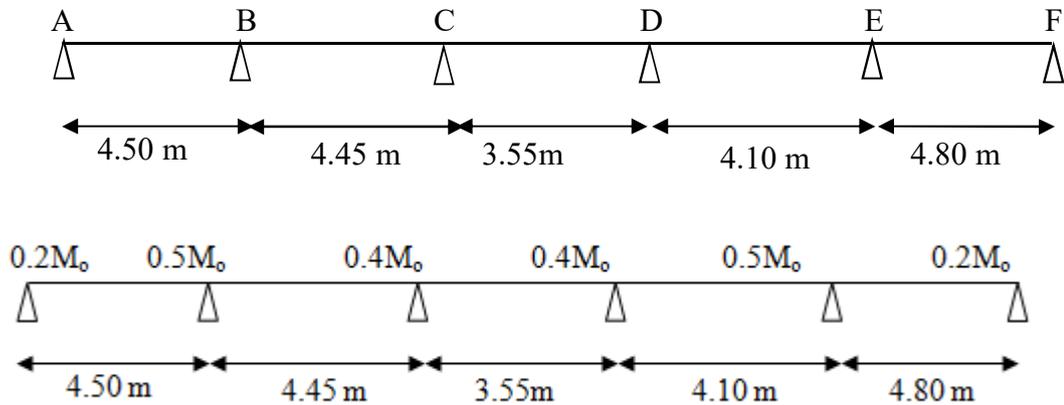
$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{Mg + Md}{2}$$

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

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

III.1.6. Types des nervures

Nous avons un seul type de poutrelles à calculer pour chaque étage



a) plancher étage courant

-Condition d'application

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.60 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1.50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$Q \leq 2 \times G$$

$$\begin{aligned} Q &= 1.50 \text{ KN} \quad ; \quad G = 5.60 \text{ KN/m}^2 \\ Q &= 1.5 \leq 2 \times 5.6 = 11.20 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{C.V})$$

- Les moments d'Inertie des poutres sont constants (I) (C.V)

- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ (C.V)

- fissuration peu nuisible (C.V)

Tous les condition sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

Calcul α rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1500}{5600+1500} = 0.211$$

Dans le cas la travée de rive $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

Dans le cas la travée intermédiaire $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.211 = 1.06 \geq 1.05 \Rightarrow M_t \geq 1.06 M_0 - [(M_d + M_g) / 2]$$

Avec :

- ❖ M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.
- ❖ M_t : le moment maximal dans la travée étudiée
- ❖ M_d : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée
- ❖ M_g : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée

Plancher étage courant:

Combinaisons d'actions :

➤ **E.L.U**

$$P_U = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5600 + 1,5 \times 1500) \times 0,65$$

$$= 4915,46 \text{ N/ml}$$

$$P_{U_{EC}} = 4915,46 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S**

$$P_S = (G + Q) \cdot 0,65 = (5600 + 1500) \times 0,65 = 4615$$

$$P_{S_{EC}} = 4615 \text{ N/ml}$$

Calcul α rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1500}{5600 + 1500} = 0,211$$

$$\text{Dans le cas la travée de rive } M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Dans le cas la travée intermédiaire } M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0$$

Avec :

- ❖ M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.
- ❖ M_t : le moment maximal dans la travée étudiée
- ❖ M_d : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée
- ❖ M_g : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée

E.L.U :**A-Calcul des moments :****a- Le moment statique :**

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

$$M_{01} = \frac{4915.46 \times 4.50^2}{8} = 12442 N.m$$

$$M_{02} = \frac{4915.46 \times 4.45^2}{8} = 12167 N.m$$

$$M_{03} = \frac{4915.46 \times 3.55^2}{8} = 7743 N.m$$

$$M_{04} = \frac{4915.46 \times 4.10^2}{8} = 10328 N.m$$

$$M_{05} = \frac{4915.46 \times 4.80^2}{8} = 14156 N.m$$

E.L.S :**A-Calcul des moments :****a- Le moment statique :**

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

$$M_{01} = \frac{4615 \times 4.50^2}{8} = 11681 N.m$$

$$M_{02} = \frac{4615 \times 4.45^2}{8} = 11423 N.m$$

$$M_{03} = \frac{4615 \times 3.55^2}{8} = 7270 N.m$$

$$M_{04} = \frac{4615 \times 4.10^2}{8} = 9697 N.m$$

$$M_{05} = \frac{4615 \times 4.80^2}{8} = 13291 N.m$$

B- Les efforts tranchants

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

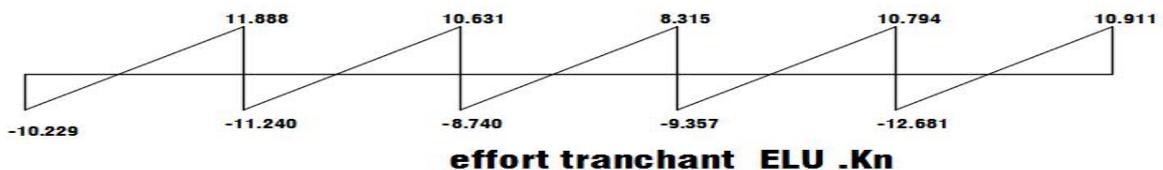
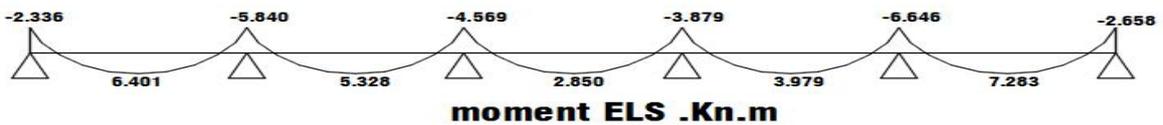
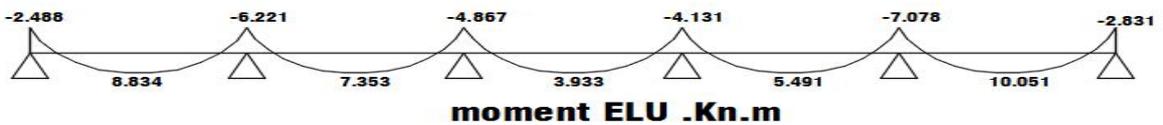
$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

ELU

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	4.50	4.45	3.55	4.10	4.80
M ₀ (N.M)	12442	12167	7398	10328	14156
M _g (N.M)	2488	6221	4867	4131	7078
M _d (N.M)	6221	4867	4131	7078	2831
M _t (N.M)	8834	7353	3933	5491	10051
T _g (N)	-10229	-11240	-8740	-9357	-12681
T _d (N)	11888	10631	8315	10794	10911

ELS

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	4.50	4.45	3.55	4.10	4.80
M ₀ (N.M)	11681	11423	7270	9697	13291
M _g (N.M)	2336	5840	4569	3879	6646
M _d (N.M)	5840	4569	3879	6646	2658
M _t (N.M)	6401	5328	2850	3979	7283



Schémas des moments et des efforts tranchants

Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

Les armatures longitudinales :**A - Plancher Étage Courant :**

$$\begin{aligned} b &= 65 \text{ cm} & ; & & b_0 &= 10 \text{ cm} \\ h &= 25 \text{ cm} & ; & & h_0 &= 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

➤ - l'enrobage :

$$c \geq c' + \Phi/2.$$

$$c' = 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1}$$

$$\Phi = h/10 = 24/10 = 2.4 \text{ cm.BAEL91.A.7.2.1}$$

$$c \geq 1 + 2.4/2 = 2.2 \text{ cm.}$$

* Donc on adopte $c = 3 \text{ cm}$.

$$d = h - c = 24 - 3 = 21 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

E. L. U :**➤ En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

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

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times (21 - 2) = 70148 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.051 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10051 \text{ N.m} \leq M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{10051}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.0247 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,0247 \Rightarrow \alpha = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10051}{348 \times 0.988 \times 21} = 1.39 \text{ cm}^2$$

➤ **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 $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7078}{14.2 \times 12 \times 21^2} = 0.094 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,094 \Rightarrow \alpha = 0,124 \Rightarrow \beta = 0,950$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7078}{348 \times 0.950 \times 21} = 1.02 \text{ cm}^2$$

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
En Travée	0.031	10051	7283	1.38	25	0,440	v
Sur Appui	0.124	7078	6646	1.38	25	0,440	v

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

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

En Travée : $0.23 \times 65 \times 21 \times (2.1/400) = 1.65 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : $0.23 \times 12 \times 21 \times (2.1/400) = 0.30 \text{ cm}^2$

4-3-1- 5- **Pourcentage minimal :** BAEL91 (art B.6.4)

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

En Travée : $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1,56 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 12 \times 24 = 0,29 \text{ cm}^2$.

Tableau Récapitulatif :

$$A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m)$$

Eléments	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _m ' (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.39	1.65	1.56	1.65	2HA12 = 2.26
Appuis	1.02	0.30	0.29	1.02	1HA12 = 1,13

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

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

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

b₀ : Désigne le largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{12681}{120 \times 210} = 0.50 Mpa$$

- 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 :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 MPa) = \min (3,25 ; 5 MPa) = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 0.50 Mpa < \bar{\tau} = 3.25 Mpa \dots \dots \dots (cv)$$

Diamètre minimale: BAEL91 (A.7.2, 2)

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

Ø_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\dot{\phi}_t \leq (6.85 ; 12 ; 12)$$

Soit Ø_t = 6 mm FeE235

$$A_t = 2 \dot{\phi}_t = 0,56 \text{ cm}^2.$$

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

$$S_{t1} \leq \min (0.9d ; 40cm) = 18.90 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq (A_t \times f_c) / (0.4 \times b_0) = (0.56 \times 235) / (0.4 \times 12) = 27.41 \text{ cm}$$

BAEL91 (A.5.1, 23)

$$s_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - k 0,3 f_{t28})} = 31,12 \text{ cm} \quad k = 1 \text{ cas ou la flexion simple}$$

$$st \leq \min (s_{t1}, s_{t2}, s_{t3})$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

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

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 18,90 \text{ cm}$.

$$T_u = 12681 \text{ N}$$

$$T_u = 12681 < 0,267 \times 18,9 \times 12 \times 100 \times 25 = 151956 \text{ N} \dots \dots \dots (cv)$$

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

telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2 = 113 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{12681}{235} = 62,05 \text{ mm}^2$$

$$A = 113 \text{ mm}^2 \geq 62,05 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

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

Le hourdis doit avoir un quadrillage 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 égal à 60cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4.Ln}{f_e}$$

A : La section des armatures en \perp aux nervures :

$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On adapte $5\text{Ø}5 = 1.00 \text{ cm}^2$; espacement $100/5 = 20 \text{ cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.00}{2} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}5 = 0.60 \text{ cm}^2$; espacement $100/3 = 33.3 \text{ cm}$

Donc on adopt un treillis soudé TS Ø5 mailles $(200 \times 200) \text{ mm}^2$. Ou $(200 \times 300) \text{ mm}^2$.

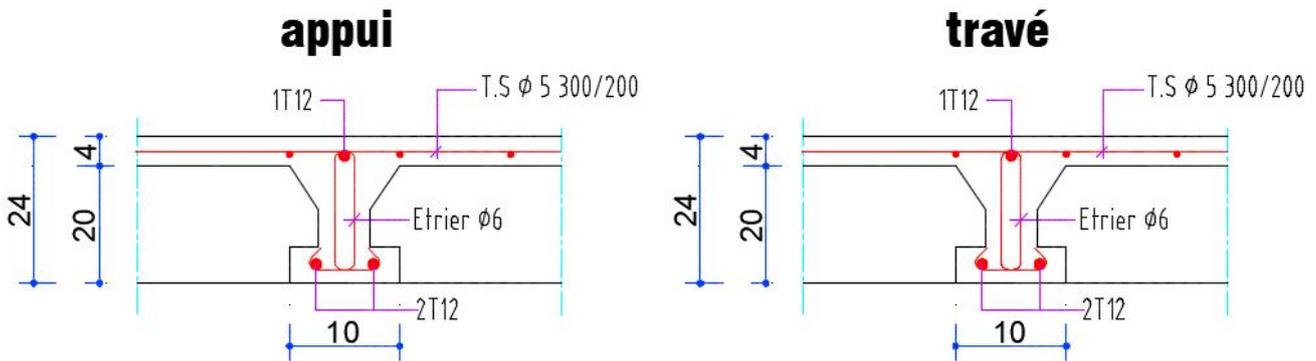
Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0.05 \geq 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 21} = 0.0017 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0.05 \geq 0.047 \dots \dots (cv)$$

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



III.2. L'acrotère

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

III.2.2. 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.

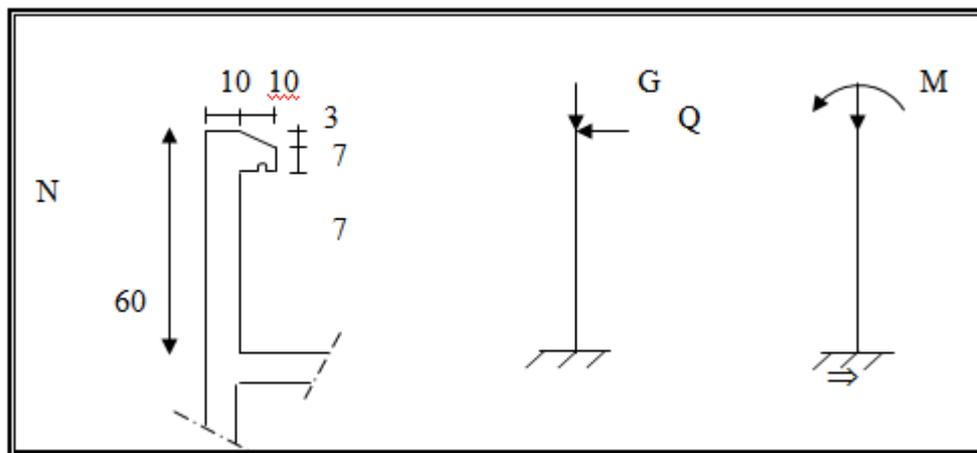


Fig.III.15. Schémas statique de l'acrotère.

Surface de l'acrotère

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

Charge permanente

$$G_1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 1 \times 0.6 \times 1.8 = 1.08 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.7125 + 1.08 = 2.792 \text{ KN/ml}$$

G₁ : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G₂ : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

Surcharge

D'après DTR.BC.2.2

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 :

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 2.2725 \Rightarrow F_p = 0.7272 \text{ KN/ml.}$$

$$0.7272 \text{ KN/ml.} < 1 \text{ KN/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 2.792 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

III.2.3. Calcul des sollicitations

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

$$M = q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_u = g = 2.792 \text{ KN}$$

$$T = q = 1.00 \text{ KN.}$$

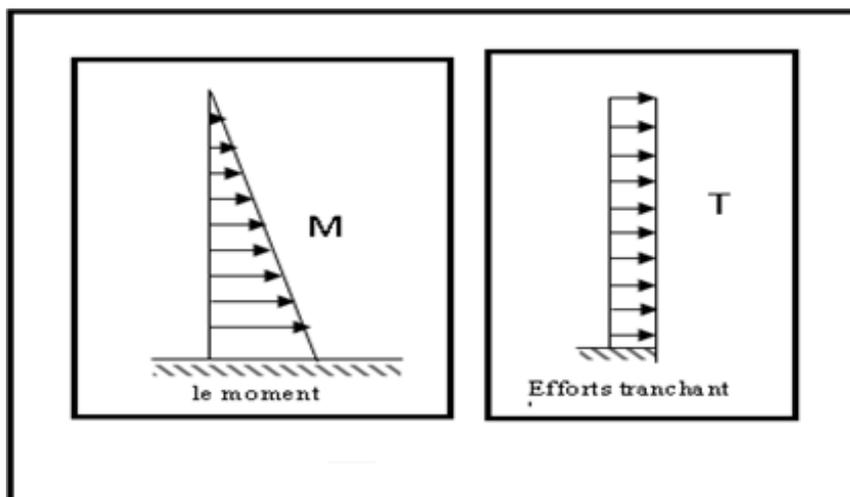


Fig.III.16. Diagramme des sollicitations.

III.2.4. Combinaison d'action

✓ E.L.U

$$N_u = 1 \times N_g = 2.792 \text{ KN/ml} ;$$

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

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

✓ E.L.S

$$N^{\text{ser}} = N_g = 2.972 \text{ KN/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.5. Calcul de ferrailage

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

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

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

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

On prend : $\Phi t = 6 \text{ mm}$

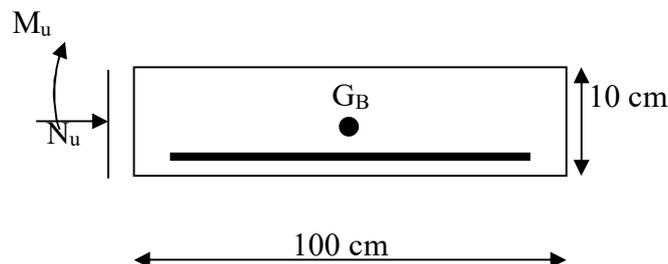


Fig.III.17. Section de l'acrotère.

III.2.5.1. Armatures longitudinales

✓ E.L.U

-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.792} = 0.322 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.322 \text{ m} > h / 2 = 0.05 \text{ m}$$

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

$$M_A = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.792 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.955 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{955}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0137 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \llll$$

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

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

$$A_1^u = \frac{955}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.394 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée

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

$$A = 0.394 - \frac{2.792 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.313 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{KN.m})$	μ	α	β	$(\text{cm}^2) A_1^u$	$A(\text{cm}^2)$
0.955	0.0137	0.017	0.993	0.394	0.313

✓ E.L.S

-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.792} = 0.214 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

-Calcul de la section à la flexion simple

$$M_A = 0.6 + 2.792 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.665 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{0.665 \times 10^3}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.999 ; k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{665}{201.63 \times 0.999 \times 7} = 0.472 \text{ cm}^2$$

-Calcul de la section à la flexion composée

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\bar{\sigma}_s} = 0.472 - \frac{2.792 \times 10^3}{100 \times 201.63} = 0.333 \text{ cm}^2$$

-Condition de non Fragilité (BAEL A.4.2.1)

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

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

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

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

III.2.5.2. 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.

III.2.5.3. Armatures de Répartition

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

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

III.2.5.4. Espacement Des Armatures

➤ Les armatures longitudinales (B.A.E.L 91 ; B.5.3.3)

$$e_1 \leq \min (2.5h, 25\text{cm}) = \min (2.5 \times 10, 25\text{cm}) \Rightarrow e_1 < 25 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 20 \text{ cm}$$

$$A^l = 5\emptyset 6 \rightarrow S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ Les armatures répartition (B.A.E.L 91 ; A.8.2.42)

$$e_r \leq \min (4h, 40\text{cm}) = \min (4 \times 10, 40\text{cm}) \Rightarrow e_r < 40 \text{ cm}$$

$$e_r = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow e_r = 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

III.2.6. Présentation de ferrailage

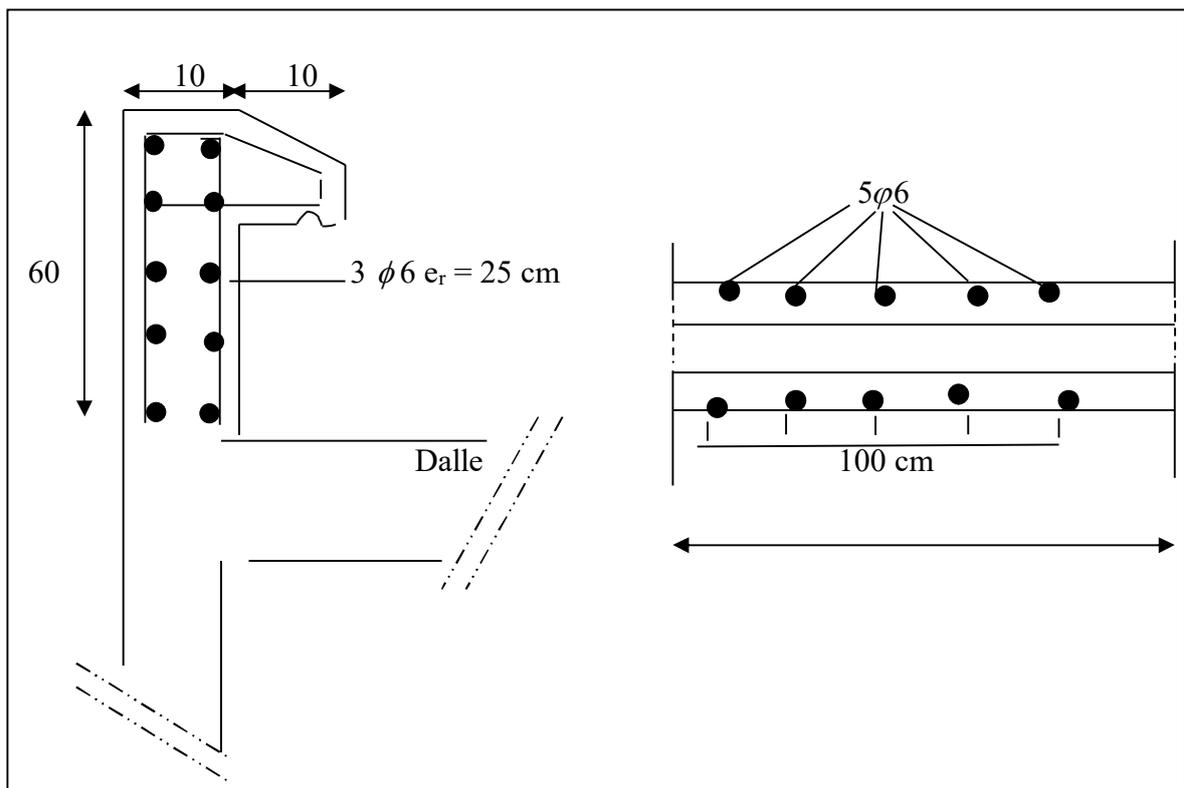


Fig.III.18. Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.3 – Les escaliers :

III.3.1 – Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.3.2 – calcul des sollicitations :

❖ Evaluation des charges:

$$q_1 = q_u(\text{pallier}) = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_2 = q_u(\text{paillasse}) = (1,35G + 1,5Q)$$

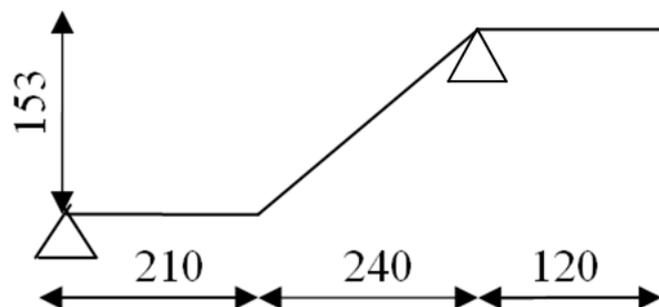
$$q_3 = q_u(\text{Mure}) = (1,35G) = 1,35 \times 2,86 \times (3,06 - 0,4) = 10,27$$

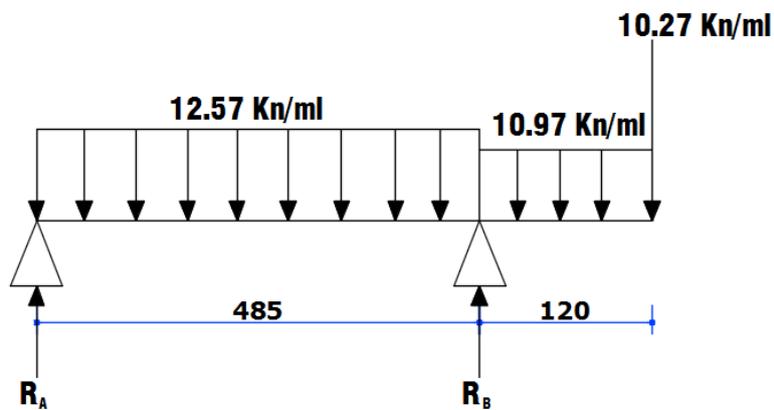
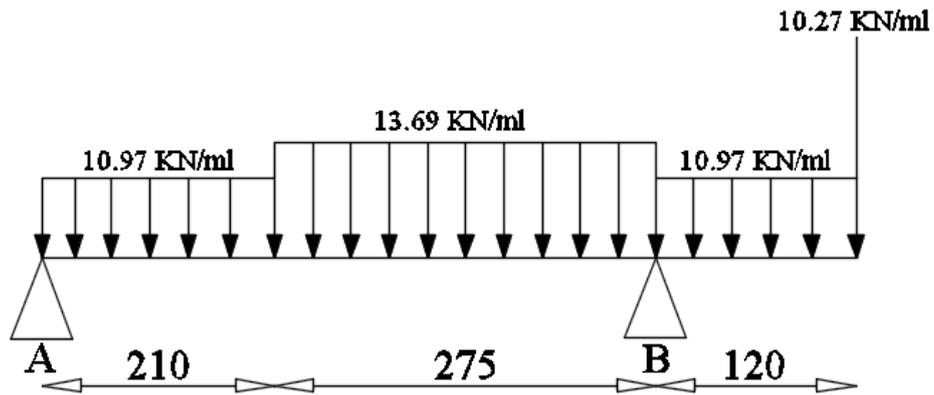
	G(KN/ml)	Q (KN/ml)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Paillasse	7.36	2,50	13.69	9.86
Palier	5.35	2.50	10.97	7.85

En cherche la charge équivalente pour paillasse et palier

La charge équivalente : $P_{eq} =$

$$\frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{(10,97 \times 2,10) + (13,69 \times 2,75)}{2,10 + 2,75} = 12,57 \text{ Kn/ml}$$

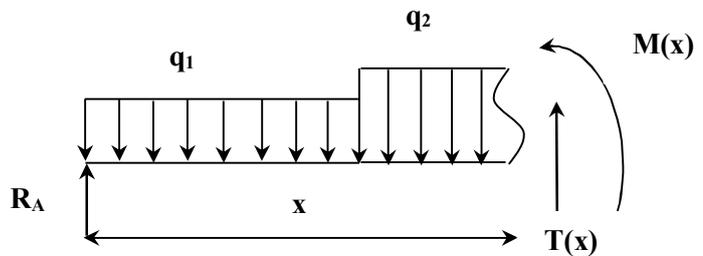




Pour déterminer les moments et l'effort tranchant on a utilisé la méthode de RDM

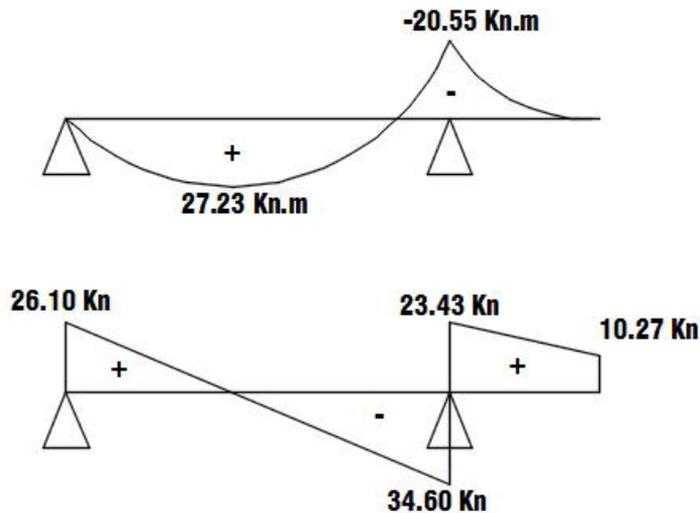
$R_B = 26.10 \text{ KN.}$

$R_A = 58.00 \text{ KN.}$



❖ Moment fléchissant $M(x)$ et l'effort tranchant $T(x)$:

X (m)	0	2.10	4.85
M (KN.m)	0	27.23	-20.55
T (KN)	26.10	/	34.60



Diagrammes des moments et d'efforts tranchants à L'ELU

❖ **Moment de calcul:**

ELU:

$$M_{t \max} = 27.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 20.55 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{t \max} = 19.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 15.04 \text{ KN.m}$$

III.3.2.4 Calcul de ferrailage :

Armatures longitudinales :

$$\mu < \mu \ell \Rightarrow \dot{A} = 0 \quad \text{avec : } A = \frac{M^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

on propose que notre travaille avec T12 de diamètre = 1.2 cm

E.L.U :

$$F_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu \ell = 0.392 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

	Mu (kN.m)	μ	α	β
Travée	27.23	0.113	0.150	0.940
Appuis	20.55	0.085	0.111	0.956

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 :

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

	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	27.23	19.88	1.37	25	0.150	0.435	vérifié
Sur appuis	20.55	15.04	1.37	25	0.111	0.435	vérifié

Conditions de non fragilité :**Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2.1)**

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

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

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

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2$$

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

	A_u (cm ²)	A^1_{\min} (cm ²)	A^2_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6.93	1.45	1.50	6.93	4T16= 8.04
Appuis	5.23	1.45	1.50	5.23	4T14= 6.5

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{34.60 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.29 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.01	4T8= 3.02
Appuis	1.54	4T8= 3.02

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

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \leq \min (45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{6} = 16.6 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{6} = 16.6 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

} On prend $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \leq \min (60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

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

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad M_t = 0,85M_0$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{485} = 0.030 \leq 0.074 \quad \text{C : non vérifiée}$$

$$2/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92}{100 \times 12} = 0.0066 < 0.0105 \quad \text{C : vérifiée}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{485} = 0.031 < 0.0625 \quad \text{C : non vérifiée}$$

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 reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)). cependant, on a $L = 4.85 \text{ m} < 5 \text{ m}$ donc $f_{adm} = (L/500) = 0.97 \text{ cm}$.

Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,2)**Position du centre de gravité de la section homogène :**

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

$$y_G = \frac{100 \times 15 \cdot \frac{15}{2} + 15 \times 7.92 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 7.92} = 7.82 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 15 - 7.82 = 7.18 \text{ cm.}$$

$$\delta = y_G - 2 = 5.82 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 32302.64 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \quad \rho = \frac{7.92}{100 \times 12} = 0.0067$$

Pour les déformation instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0067} \Rightarrow \lambda_i = 3.13 .$$

Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_v = 1.25$$

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 œuvre des revêtements.

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

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

$$g = \frac{(5.27 \times 1.2) + (7.53 \times 3.10)}{1.2 + 3.10} = 6.90 \text{ KN / m}$$

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

$$j = \frac{(3.75 \times 1.2) + (3.75 + 1.91) \times 3.10}{1.20 + 3.10} = 5.13 \text{ KN / m}$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85 g l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.90 \times 4.30^2}{8} = 13.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85 j l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5.13 \times 4.30^2}{8} = 10.08 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 9.40 \times 4.30^2}{8} = 18.47 \text{ kN.m}$$

Calcul des contraintes de traction :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P.charon), pour déterminer la contrainte en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.67$$

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

On tire la valeur : β_1 $\rho_1 = 0.67 \Rightarrow \beta_1 = 0.880$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{13.56 \times 10^3}{0.880 \times 7.92 \times 11.9} = 163.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{10.08 \times 10^3}{0.880 \times 7.92 \times 11.9} = 121.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{18.47 \times 10^3}{0.880 \times 7.92 \times 11.9} = 222.70 \text{ MPa}$$

Calcul de coefficient $\ll \mu \gg$:

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

(A=0 si $\mu=0$)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0067 \times 121.54 + 2.1} = 0.314$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0067 \times 163.50 + 2.1} = 0.433$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0067 \times 222.70 + 2.1} = 0.455$$

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25}$$

$$= 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

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

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{32302.64}{1 + (1.25 \times 0.433)} = 23054.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{32302.64}{1 + (3.13 \times 0.433)} = 15086.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{32302.64}{1 + (3.13 \times 0.314)} = 17920.39 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q\ ser} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q\ ser}} = 1.1 \times \frac{32302.64}{1 + (3.13 \times 0.455)} = 14657.88 \text{ cm}^4$$

Flèche correspondant

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{13.56 \times 10^3 \times (430)^2}{10 \times 32164.2 \times 15086.42} = 0.517 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{10.08 \times 10^3 \times (430)^2}{10 \times 32164.20 \times 17920.39} = 0.323 \text{ cm}$$

$$f_{q\ ser} = \frac{M_{ser}^{q\ ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{q\ ser}} = \frac{18.47 \times 10^3 \times (430)^2}{10 \times 32164.2 \times 14657.88} = 0.724 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{13.56 \times 10^3 \times (430)^2}{10 \times 10818.87 \times 23054.60} = 1.005 \text{ cm}$$

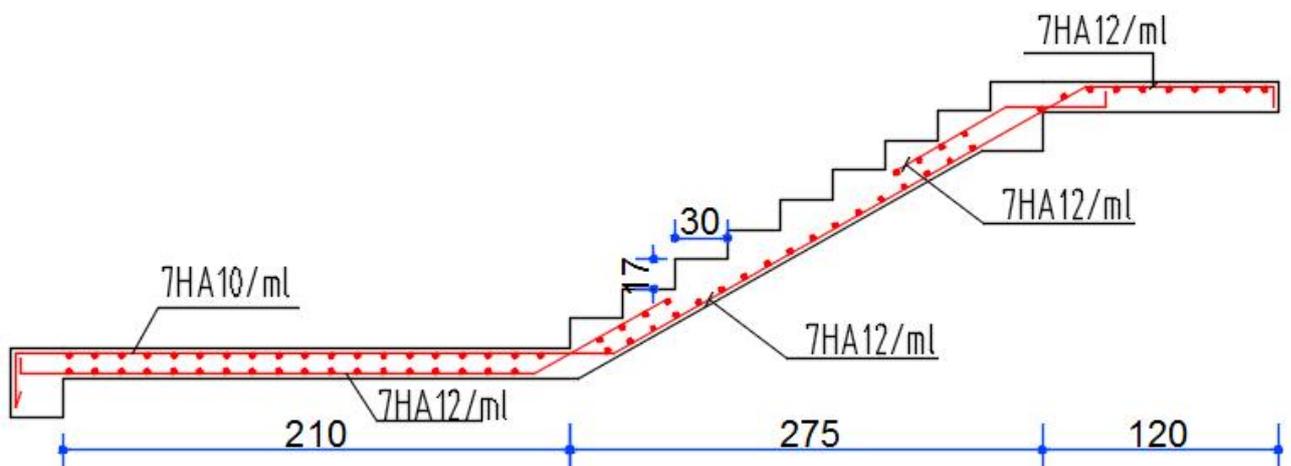
Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q\ ser} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}} = 0.97 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 1.005 - 0.323 + 0.724 - 0.517 = 1.14 \text{ cm} > 0.97 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

En a besoin d'augmenter le Ferrailage ou ajouté un appuie

En choisit d'augmenté le Ferrailage et adopter 7HA12 et après les calculs en à trouvé le fleche est vérifié



III.3.4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière sera partiellement encastré sur deux extrémité est soumise à la flexion plus une torsion, les charges qui la sollicitent sont due à sont poids propre ou poids du mur intérieur et la réaction de la volée d'escalier.

III.3.4.1. Dimensionnement :

$L = 3.55 \text{ m}$: la longueur de la poutre entre axes

$$L/15 \leq h \leq L/10 \implies 355/15 \leq h \leq 355/10 \implies 22.33 \leq h \leq 35.50$$

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

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.4 \times h$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 16 \text{ cm} \text{ soit } b = 30 \text{ cm.}$$

Pour avoir une bonne rigidité on adopte : une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

III.3.4.2. Évaluation des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre palière : } G = 0.30 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du paillasse et du palier : } R = \frac{q \cdot L}{2}$$

Calcul des réactions:

L : longueur de la paillasse = 3.55 m

$$R_u = q_{eq} \times L/2 + q_{pal} \times L = 12.51 \times 4.85/2 + (10.97 \times 1.20) \implies R_u = 43.50 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = q_{eq} \times L/2 + q_{pal} \times L = 8.99 \times 4.85/2 + (7.85 \times 1.20) \implies R_{ser} = 31.22 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations de la poutre palière :

$$\underline{\text{E.L.U}} : M_o = q_u L^2/8 = 43.50 \times (3.55)^2/8$$

$$M_o = 68.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_o = 0.75 \times 68.53 = 51.40 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.50 M_o = 0.50 \times 68.53 = 34.27 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : M_o = q L^2/8 = 31.22 \times (3.55)^2/8$$

$$M_o = 49.18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_o = 0.75 \times 49.18 = 36.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.50 M_o = 0.50 \times 49.18 = 24.59 \text{ KN.m}$$

III.3.4.3. Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple avec :

$$d = h - c$$

$$C \geq 1 + \frac{\phi_t}{2} + \phi_t = 1 + \frac{1.4}{2} + 0.8$$

$$\phi_l = 12 \text{ ou } 14 \text{ mm} ; \phi_t = 6 \text{ ou } 8 \text{ mm}$$

$$C \geq 2.5 \text{ cm} ; \text{ soit } C = 3.00 \text{ cm}$$

$$D = h - c = 40 - 3 = 37.00 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm}$$

E.L.U :**En Travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2\sigma_b} = \frac{51400}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.088$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.954$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{51400}{0.954 \times 37 \times 348} = 4.18 \text{ cm}^2$$

En appui

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2\sigma_b} = \frac{34270}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.059$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.970$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{34270}{0.970 \times 37 \times 348} = 2.74 \text{ cm}^2$$

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 :

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

	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	51.40	36.89	1.39	25	0.115	0.445	vérifié
Sur appuis	34.27	24.59	1.39	25	0.076	0.445	vérifié

Vérification nécessaire pour les poutres :**La condition de non fragilité :**

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL} / 2, A_{min}^{RPa} / 2)$$

Choix des barres :**En travée :**

$$A = \max (4.18, 1.34, 0.60, 3.00)$$

$$A = 4.18 \text{ cm}^2 \text{ alors en adopte } \mathbf{3HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Au niveau des appuis :

$$A = \max (2.74, 1.34, 0.60, 3.00)$$

$$A = 2.74 \text{ cm}^2 \text{ alors en adopte } \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

$$T_u^{\max} = 77.21 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{77210}{300 \times 370} = 0.70 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.112 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$\frac{h}{L} = 0.112 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0044 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Disposition constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 10\text{cm.}$$

En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$S_t \leq \min(33.30\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

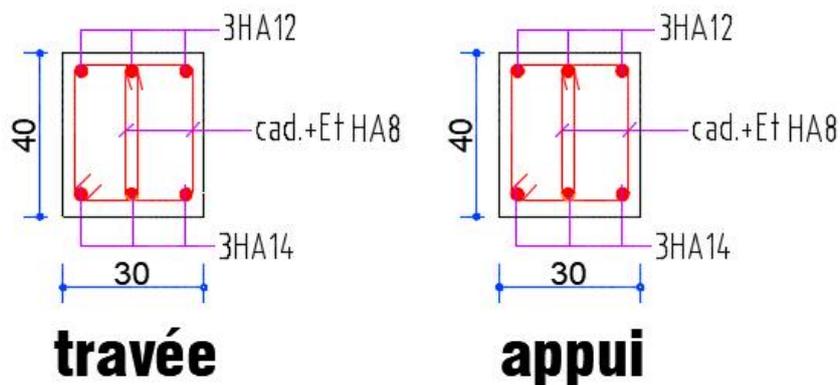
$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

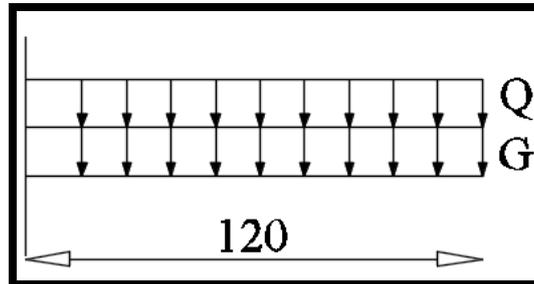
Soit (cadre de 2T8 + un étrier de 2T8) = 2.01 cm²

Remarque

En à un palier de repos hors la poutre palière est travail comme un contre poids alors en peut néglil'étude vis a vis la torsion

poutre palière



III.4: Balcon Étage :**Figure III.10: Schéma statique des charges de balcon**

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.04	10	0.40

III.4.1. Étage courant

Charge permanente: $G=5.35 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$.

III.4.2. Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2$$

$$M_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times \frac{1.2^2}{2} = \mathbf{8.98 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times L^2 / 2$$

$$M_{\text{ser}} = (5.35 + 3.5) \times \frac{1.2^2}{2} = \mathbf{6.37 \text{ KN.m}}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L$$

$$T_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 1.2 = \mathbf{12.47 \text{ KN}}$$

III.4.3. Calcul du ferrailage à L'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.98 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (12)^2} = 0.044 < \mu^l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.056 \rightarrow \beta = 0.977$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8.98 \times 10^3}{348 \times 0.977 \times 12} = 2.20 \text{ cm}^2$$

III.5.3.1. VERIFICATION :

• Vérification à l'E.L.U :

-Condition de non fragilité : BAEL 91

$$A_{min1} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal : CBA93 article (B.5.3.1)

$$A_{min2} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

-Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 12.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{12.47 \times 1000}{1000 \times 120} = 0.104$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\tau_{\mu} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.104 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.98}{6.37} = 1.41$$

$$\alpha = 0.056 \leq \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min1} ; A_{min2}) = \max (2.20 ; 1.45 ; 1.50) \text{ cm}^2.$$

$$A = 2.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A=4T10=4.71 \text{ cm}$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 2.20/4 = 0.55 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r=4T8=3.14 \text{ cm}$$

-Espacement des armatures :

A) armature longitudinal :

$$S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

B) armature de répartition :

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

$$S_L = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}.$$

III.4.4. Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1)

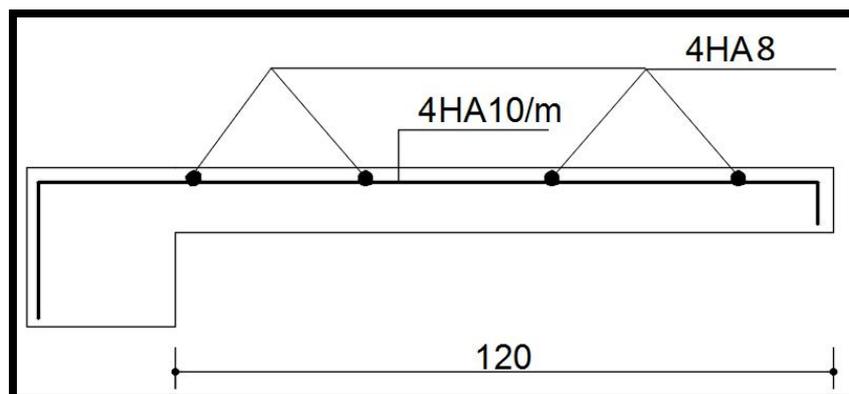
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow 0.00393 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{Condition Vérifier}$$

$$h/l \geq M_t/10M_0 = 0.15/1.20 = 0.125 > 0.10 \quad \dots \text{Condition Vérifier}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.4.5 : Ferrailage du balcon :



Schema Ferrailage Balcon

Chapitre IV
ÉTUDE SISMIQUE

IV.1 Etude au vent :

IV.1.1 Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. 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 paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et l'effet de masque.

IV.1.2 Application des R N V 99 :

Vérification à la stabilité d'ensemble :

- Détermination de coefficient dynamique C_d
- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} et intérieur C_{pi}
- Détermination du coefficient de force C_f (si la construction de catégorie II)
- Calcul de la pression de ve
- Calcul des forces de frottement si la construction de catégorie I
- Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

Notre calcul doit être passée par les étapes suivantes :

Détermination du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51): RNV99 (Règle neige et vent)

Sens V1 du vent:

$h= 31.62$; $b=21.6$ m.

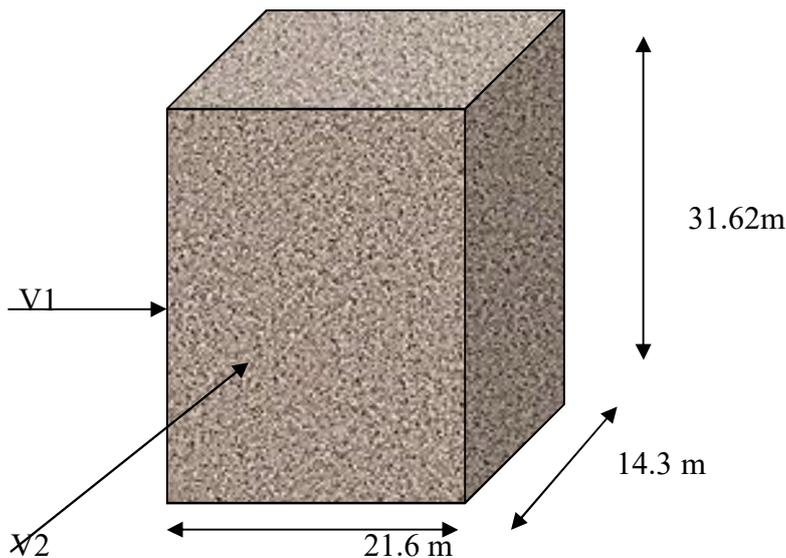
Après l'interpolation : **$C_d =0,94$**

Sens V2 du vent:

$h= 31.62$ m; $b= 14.3$ m.

Après l'interpolation : **$C_d =0,94$**

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

**Action de vent****Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1

des RNV99. La procédure qui convient pour notre cas est : - les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la Construction.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par La formule (2.12 des RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$. Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j . q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes. q_{ref} : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone I → $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$. C_e : Coefficient d'exposition au vent. C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z) = C_T(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times k_T}{C_r(Z) \times C_T(Z)} \right]$$

C_T : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99).

Site plat → $C_T (Z_{eq}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r (Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{min} = 16 \text{ m.}$$

➤ Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant :

Z(m)	K_T	Z_0	Z_{min}	C_r	C_T	$C_e(z)$	q_{ref}	$Q_{dy}(\text{N/m}^2)$
2.04	0.24	1	16	0.171107	1	0.316737	375	118.77
5.1	0.24	1	16	0.391017	1	0.809802	375	303.67
8.16	0.24	1	16	0.503818	1	1.100246	375	412.59
11.22	0.24	1	16	0.580247	1	1.311501	375	491.81
14.28	0.24	1	16	0.638126	1	1.479256	375	554.72
17.34	0.24	1	16	0.684723	1	1.619180	375	607.19

20.4	0.24	1	16	0.723728	1	1.739645	375	652.36
23.46	0.24	1	16	0.757271	1	1.845674	375	692.12
26.52	0.24	1	16	0.786695	1	1.940536	375	727.70
29.58	0.24	1	16	0.812903	1	2.026488	375	759.93

Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes:

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe, 10} + C_{pe, 1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

a- Parois verticales :

Sens x :

$$h = 31.62 \text{ m} ; b = 21.6 \text{ m.}$$

$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

$$e = \text{Min}(21.6, 2 \times 31.62).$$

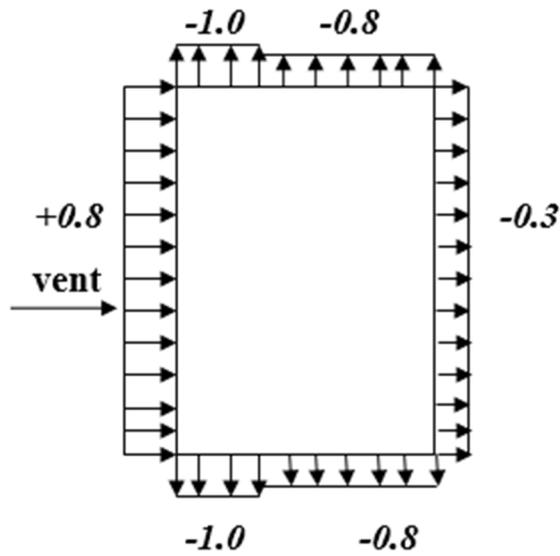
$$e = 21.6 \text{ m.}$$

Le tableau ci-après montre les différents résultats :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

C_{pe} : pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :



Sens y:

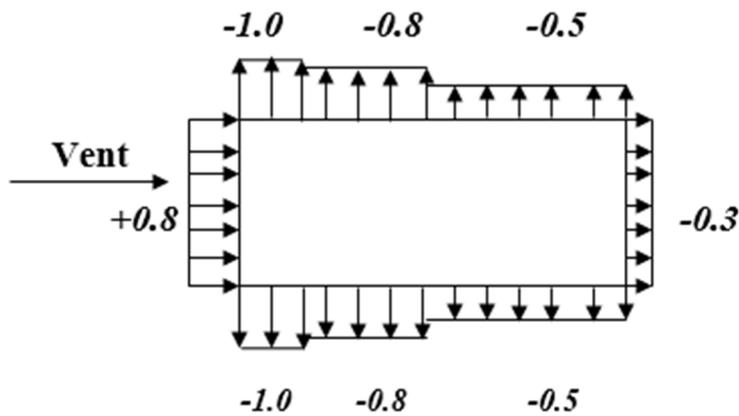
$h = 31.62\text{m}$; $b = 14.3 \text{ m}$.

$e = \text{Min} (14.3 ; 2x)$.

$e = 22.75\text{m}$.

➤ Le tableau suivant résume les résultats :

A'	B'	C	D	E
$C_{Pe.10}$	$C_{Pe.10}$	$C_{Pe.10}$	$C_{Pe.10}$	$C_{Pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



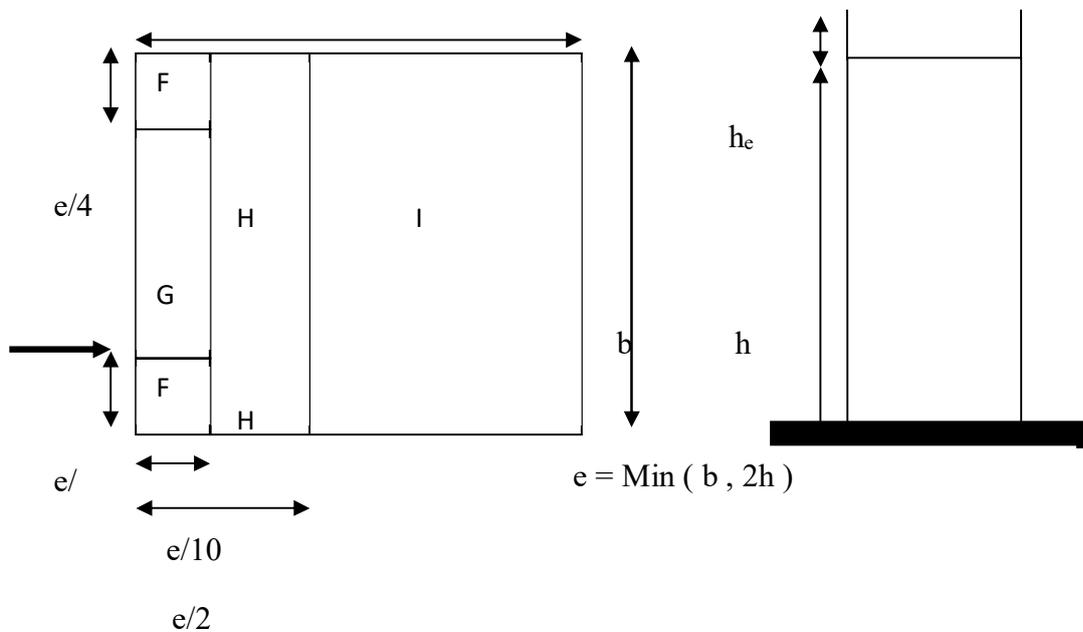
b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient Cpe.10 est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \text{min} [21.6; 2*31.62] \quad e = 21.6$$



	F	G	H	I
	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
$H_p/h=0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2
$H_p/h = 0.05$	-1.4	-0.9	-0.7	± 0.2
$H_p/h = 0.1$	-1.2	-0.8	-0.7	± 0.2

Dans notre cas $\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{31.62} = 0.0189$

On trouve :

Zone F : $C_{pe, 10} = -1,6$

Zone G : $C_{pe, 10} = -1,1$

Zone H : $C_{pe, 10} = -0,7$

Zone I : $C_{pe, 10} = \pm 0,2$

Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$\left. \begin{array}{l} C_{pi} = 0,8 \\ \\ C_{pi} = -0,5 \end{array} \right\} \text{ (Art 2.2 des RNV99. P78).}$$

Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors, on a le tableau suivant :

- Pour $C_{pi} = 0,8$

Zone	c_{pi}	C_{pe10}	C_p
AA'	0.8	-1.0	-1.80
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3

D	0.8	+0.8	0.0
E	0.8	-0.3	-1.10
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1
	0.8	+0.2	-0.6

Pour $C_{pi} = -0.5$

Zone	C_{pi}	C_{pe10}	C_p
AA'	-0.5	-1.0	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.30
C	-0.5	-0.5	-0.00
D	-0.5	+0.8	+1.30
E	-0.5	-0.3	+0.20
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	-0.2	+0.3
		+0.2	+0.7

Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides. Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RNV.99. P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$, soient vérifiés ; ou b est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens x

$$\frac{d}{b} = \frac{14.3}{21.6} = 0.662 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{14.3}{31.62} = 0.452 < 3$$

Sens y

$$\frac{d}{b} = \frac{21.6}{14.3} = 1.51 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{21.6}{31.62} = 0.683 < 3$$

Détermination de la force résultante :

• 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

$C_d = 0.94$ pour la direction (x-x)

$C_d = 0.94$ pour la direction (y-y)

h (m)	Zone	S(x-x)	S(y-y)	q_{dyn}	$q_{j(x-x)}$	$q_{j(y-y)}$	R(x-x)	R(y-y)
2.04	E : $C_p = -1,1$	68.29	45.2 1	118.7 7	-122.8	-122.8	-8386.01	-5551.78
5.1	E : $C_p = -1,1$	68.29	45.2 1	303.6 7	-313.99	-313.99	-21442.37	-14195.48
8.16				412.5 9	-426.61	-426.61	-29133.19	-19287.03
11.22				491.8 1	-508.53	-508.53	-34727.51	-22990.64

14.28				554.7 2	-573.58	-573.58	- 39169.77	- 25931.55
17.34				607.1 9	-627.83	-627.83	- 42874.51	- 28384.19
20.4				652.3 6	-674.54	-674.54	- 46064.33	- 30495.95
23.46				692.1 2	-715.65	-715.65	- 48871.73	- 32354.53
26.52				727.7 0	-752.44	-752.44	- 51384.12	- 34017.81
32.22	F : $C_p = -2,4$	12.96	8.58	759.9 3	-1714.4	-1714.4	- 22218.62	- 14709.55
	G : $C_p = -1,9$				-1357.2	-1357.2	- 17589.31	- 11644.77
	H : $C_p = -1,5$				-1071.5	-1071.5	- 13886.64	- -9193.47

$$R_y = -455.75 \text{ kN}$$

$$R_x = -340.56 \text{ kN}$$

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.

IV.2 Etude de dynamique

IV.2.1 Introduction :

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

IV.2.2 Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans

Choix de la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;

→ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Méthode statique équivalente :

- **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 projeteur.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya De BISKRA (**Zone I**), et ayant une hauteur totale de 31.62 m, il sera classé au groupe d'usage **2**.

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

➤ **Principe de la méthode :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Buts de l'analyse dynamique:**

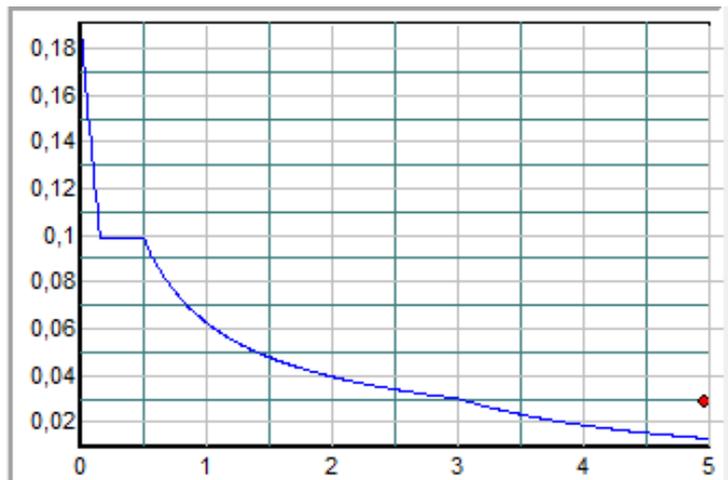
- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

➤ **Spectre de calcul :**

Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003**



Spectre de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Analyse de la structure Initiale:

Description du logiciel (ROBOT):

Le système « **Robot Structural Analyses 2018** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

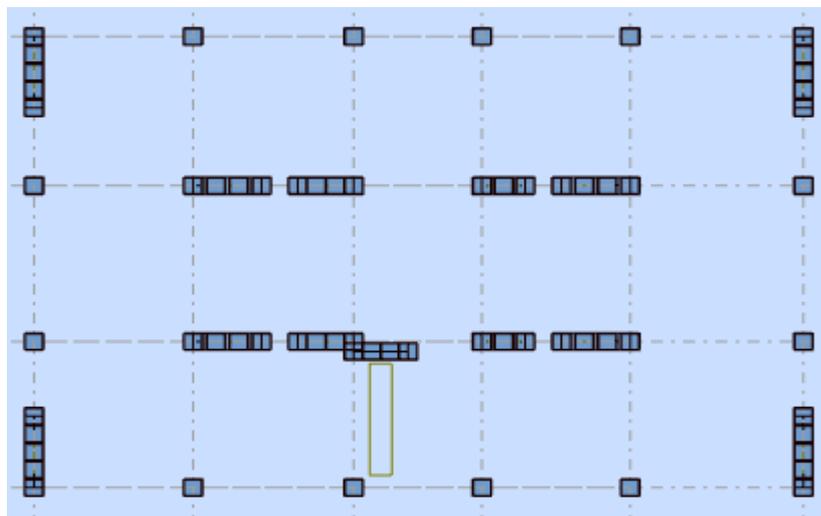
Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2018) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.

La figure montre la première variante :

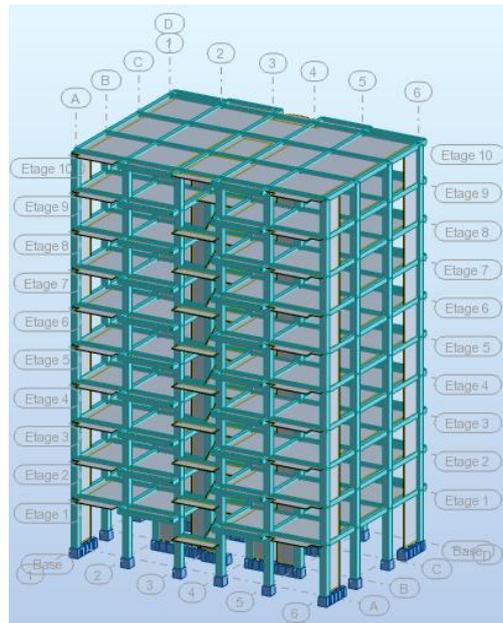


Vue en plan de la structure.

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :



Vue 3D

Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $\beta = 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation modérée.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l'enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel. Pour tenir compte de l'effet de torsion due aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

Périodes et coefficients de participation modaux :

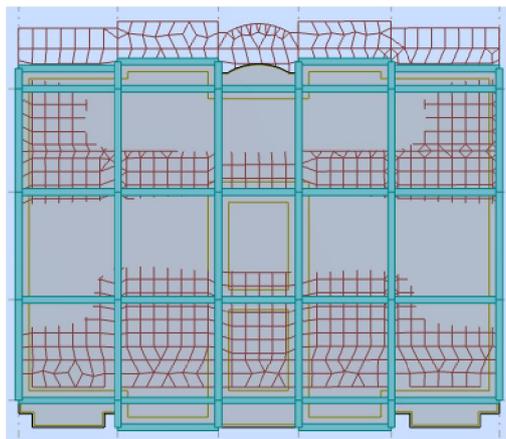
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,98	1,03	0,00	74,80	0,00	74,80	3513262,42	3513262,42
4/ 2	1,18	0,85	6,27	74,80	6,26	0,00	3513262,42	3513262,42
4/ 3	1,34	0,75	75,69	74,80	69,43	0,00	3513262,42	3513262,42
4/ 4	3,44	0,29	75,69	88,40	0,00	13,60	3513262,42	3513262,42
4/ 5	4,26	0,23	76,98	88,40	1,29	0,00	3513262,42	3513262,42
4/ 6	4,63	0,22	90,29	88,40	13,30	0,00	3513262,42	3513262,42
4/ 7	7,01	0,14	90,29	93,65	0,00	5,24	3513262,42	3513262,42
4/ 8	8,94	0,11	91,84	93,65	1,55	0,00	3513262,42	3513262,42
4/ 9	9,26	0,11	94,87	93,65	3,03	0,00	3513262,42	3513262,42
4/ 10	10,81	0,09	94,87	96,11	0,00	2,46	3513262,42	3513262,42

Tableau. Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).

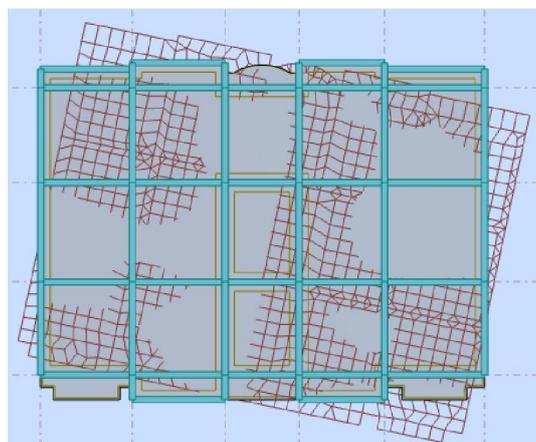
Interprétation :

le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

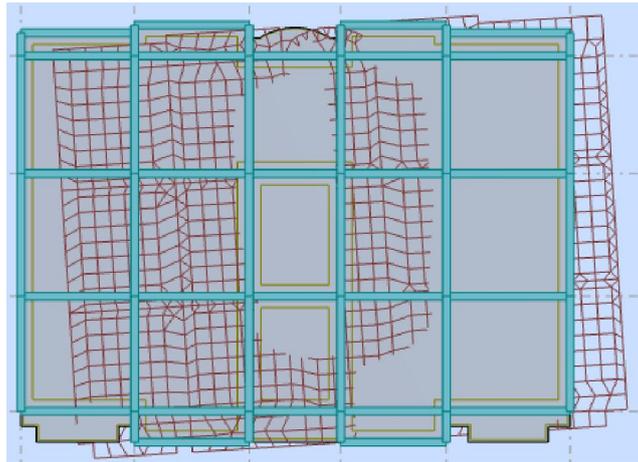
- ✓ le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Y
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de torsion négligeable
- ✓ le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe X



Premier mode de vibration



Deuxième mode de vibration

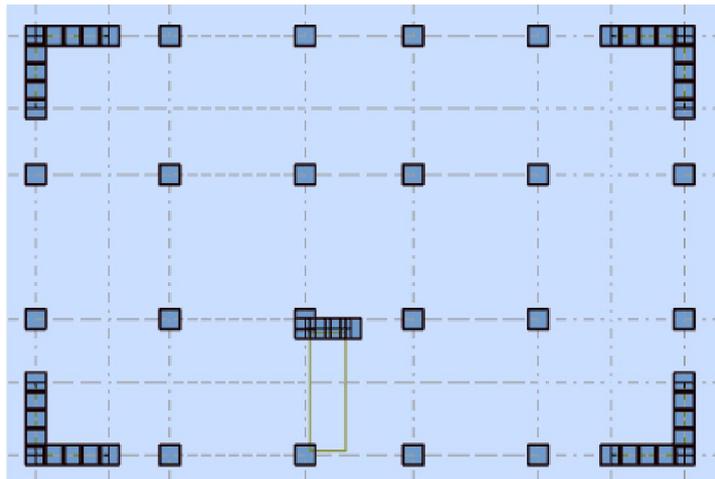


Troisième mode de vibration

Conclusion :

L'analyse modale de notre structure nous a permis de conclure la présence d'une Instabilité de cette dernière vu la présence de la torsion au niveau 1.

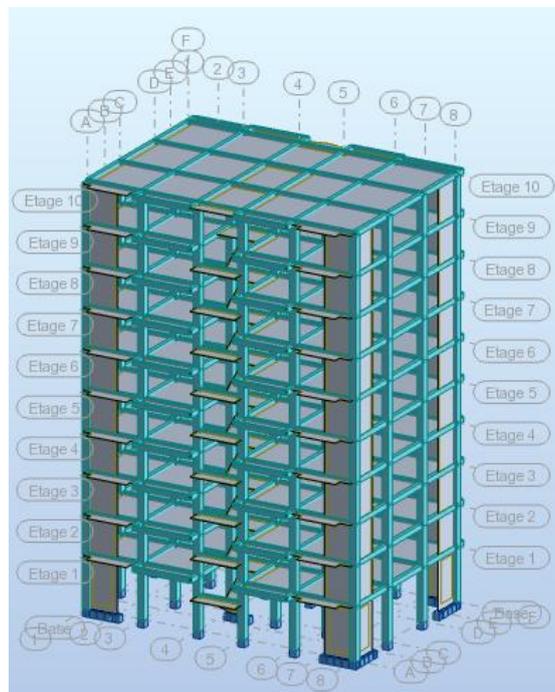
Nous concluons alors, que la conception de la structure est mauvaise et il faut alors revoir le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

Conception et analyse de la nouvelle variante:

vue en plan de la structure.

Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :



Vue 3D

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra une (02) proposition.

On propose nouvelle disposition des voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion,

Le Système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 20 cm.
- ✓ 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 20 cm.
- ✓ En garde la Section de poteau (50x55) cm² .

Périodes et coefficients de participation modaux :

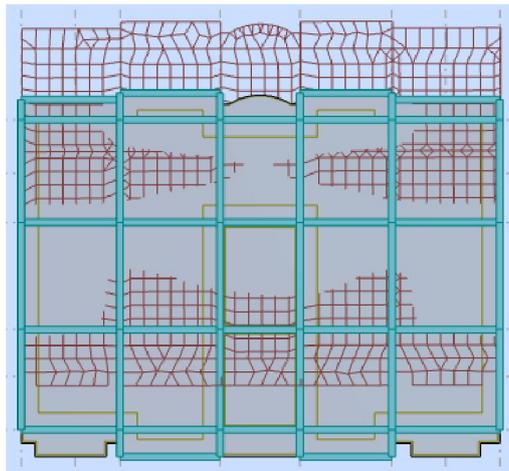
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,08	0,93	0,02	74,10	0,02	74,10	3451681,95	3451681,95
4/ 2	1,10	0,91	74,24	74,12	74,22	0,02	3451681,95	3451681,95
4/ 3	1,52	0,66	74,80	74,12	0,56	0,00	3451681,95	3451681,95
4/ 4	3,91	0,26	74,84	88,69	0,05	14,57	3451681,95	3451681,95
4/ 5	3,96	0,25	88,87	88,74	14,02	0,05	3451681,95	3451681,95
4/ 6	5,85	0,17	88,89	88,74	0,02	0,00	3451681,95	3451681,95
4/ 7	7,85	0,13	88,89	94,02	0,00	5,28	3451681,95	3451681,95
4/ 8	8,15	0,12	94,35	94,02	5,46	0,00	3451681,95	3451681,95
4/ 9	11,66	0,09	94,36	96,37	0,00	2,34	3451681,95	3451681,95
4/ 10	12,66	0,08	94,36	96,37	0,00	0,00	3451681,95	3451681,95

Tableau. Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).

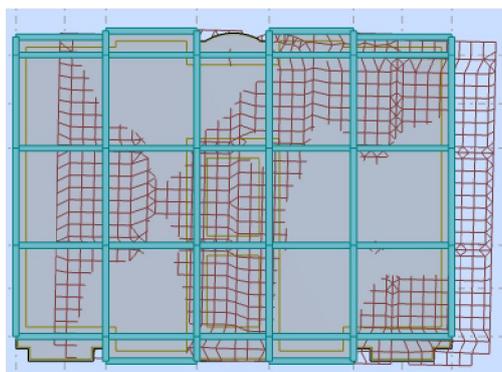
Interprétation :

le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

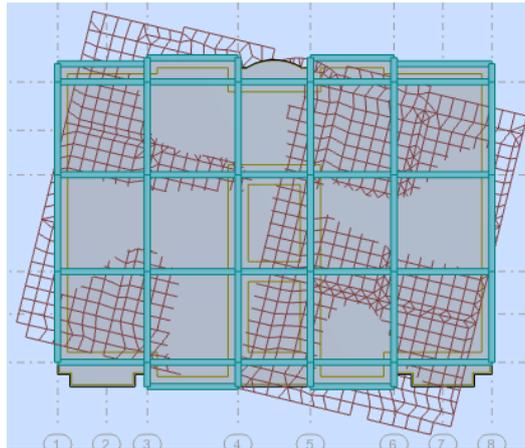
- ✓ le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Y de 74.10 %
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe X de 74.22 %
- ✓ le 3^{ème} mode est un mode de torsion pure



Premier mode de vibration



Deuxième mode de vibration



Troisième mode de vibration

Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

➤ **L'effort tranchant de niveau pour l'étage :**

Les résultats sont donnés dans les tableaux V-3 et V-4 pour les deux directions principales.

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
RDC	1030,13	1020,65
1	1004,77	992,99
2	957,80	946,08
3	897,75	887,69
4	828,90	817,71
5	748,05	738,57
6	653,99	649,96
7	547,87	545,36
8	421,53	419,85
9	254,06	257,04

Tableau..Efforts tranchants à chaque niveau.

Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente

❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ,

soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X, $V_t = 1030.13 \text{ KN}$
- Effort tranchants sismique dans le sens Y, $V_t = 1020.65 \text{ KN}$

F- Calcul de la force sismique : (article : 4-2-3- du R.P.A.99)

La force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions est donnée par la formule suivante :

$$V = [(A \cdot D \cdot Q) / R] \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de site, un facteur de correction d'amortissement (n) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : La charge (le poids) prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

$W = 34826.92 \text{ KN}$

Détermination des coefficients :**a- Le coefficient " A " :**

Du fait que l'ouvrage est courant d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureau)

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau de coefficient d'accélération

Donc il a un groupe d'usage (2) et la zone I, donc :

$$A = 0.10 \quad (\text{d'après le R.P.A.99})$$

b- Le facteur "D" :

Il est Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.1).

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \text{Où } \xi(\%) \text{ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure}$$

❖ T.A.B.4.2. R.P.A 99 :

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

Tableau. valeur de ξ .

$$\rightarrow \xi = 7 \%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 \geq 0.7$$

F-2-Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée Donc $T = 0,05 \times 31.62^{3/4} = 0.67 \text{ sec}$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{21.30}} = 0.62 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{13.90}} = 0.76 \text{ sec}$$

❖ **T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2) :**

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau.valeur de T1 et T2.

site ferme (S₂) → $T_2 = 0,40 \text{ sec}$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs, d'où :

$T_x = 0.62 \text{ sec.}$

$T_y = 0.76 \text{ sec.}$

$T_x = \min (0.62 ; 0,67) = 0.62 \text{ sec}$

$$T_y = \min(0.76 ; 0.67) = 0.67 \text{ sec}$$

$$\checkmark \frac{T_{dx}}{T_{st}} = \frac{0.91}{0.62} = 1.46 \text{ sec} > 1.3$$

$$\checkmark \frac{T_{dy}}{T_{st}} = \frac{0.93}{0.67} = 1.39 \text{ sec} > 1.3$$

Alors en va calculé le facteur D dans avec $1.3T_{emp}$

$$\text{On a : } T_2 \leq 1.3T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_{(x)})^{2/3}$$

$$T_2 \leq 1.3T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2/T_{(y)})^{2/3}$$

Donc :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_{(x)})^{2/3} = 1.38$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_{(y)})^{2/3} = 1.31$$

c-Coefficient " R ":

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ **R = 5**

d-Coefficient " Q ":

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

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4

Critère q	Pq (x)		Pq (y)	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	X		X	
2. Redondance en plan	X		X	
3. Régularité en plan	X		X	
4. Régularité en élévation	X		X	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		X		X
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X

Tableau. Valeur de P_q

$Q_x = 1.20$

$Q_y = 1.20$

e-Calcul du poids (W):

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations.

$\beta = 0.20$

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

Sens	A	D	Q	R	W	V _{st}
Longitudinal	0.10	1.38	1.20	5	34826.92	1153.47
Transversal	0.10	1.31	1.20	5	34826.92	1094.96

Tableau . Résultat de coefficient.

❖ **Vérfications :**

$V_{dyn}/V_{stat} \geq 0.8$

➤ **Sens longitudinal :** $V_{dyn}^x = 1030.13 \text{ KN}$

$1030.13 / 1153.47 = 0.89 > 0.8 \dots\dots\dots$ Vérifié

➤ **Sens transversal :** $V_{dyn}^y = 1020.95 \text{ KN}$

$1020.95 / 1094.96 = 0.93 > 0.8 \dots\dots\dots$ Vérifié

Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

✚ **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

✚ Centre des rigidités : « C »

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / \sum I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / \sum I_{jx}$$

I_{yi} : Rigidité de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{xi} : Rigidité de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	10.61	6.97	10.64	6.70	0.03	0.27
1	10.62	7.00	10.64	6.72	0.02	0.28
2	10.62	7.00	10.64	6.72	0.02	0.28
3	10.62	7.00	10.64	6.72	0.02	0.28
4	10.62	7.00	10.64	6.72	0.02	0.28
5	10.62	7.00	10.64	6.72	0.02	0.28
6	10.62	7.00	10.64	6.72	0.02	0.28
7	10.62	7.00	10.64	6.72	0.02	0.28
8	10.62	7.00	10.64	6.72	0.02	0.28
9	10.63	7.03	10.64	6.95	0.01	0.08

Tableau. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.

e_x : excentricité théorique suivant x .

e_y : excentricité théorique suivant y .

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$ex \text{ totale} = ex \text{ théorique} \pm 5\% Lx = Xg - Xc \pm 5\% Lx$$

$$ey \text{ totale} = ey \text{ théorique} \pm 5\% Ly = Yg - Yc \pm 5\% Ly$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur L en plan, d'où :

$$ex \text{ (acc)} = 0,05Lx \text{ avec } Lx = 21.30 \text{ m} \rightarrow ex \text{ (acc)} = 1.07 \text{ m}$$

$$ey \text{ (acc)} = 0,05Ly \text{ avec } Ly = 13.90 \text{ m} \rightarrow ey \text{ (acc)} = 0.70 \text{ m}$$

Les résultats L'effort tranchant modal à la base les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal :

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
1030,13	321,27	708,87
1004,77	340,34	664,44
957,80	388,30	569,50
897,75	406,65	491,10
828,90	404,72	424,18
748,05	387,86	360,20
653,99	360,21	293,78
547,87	325,62	222,25
421,53	280,52	141,01
254,06	295,55	-41,49

Tableau. L'effort tranchant modal à la base sens X.

❖ Sens transversal :

FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
1020,65	295,30	725,34
992,99	301,59	691,40
946,08	334,48	611,61
887,69	348,48	539,21
817,71	345,04	472,68
738,57	330,26	408,31
649,96	307,03	342,93
545,36	277,58	267,78
419,85	238,13	181,72
257,04	259,53	-2,49

Tableau. L'efforts tranchants modal à la base sens Y.

FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-37167,15	-29474,85	-7692,30
-33102,24	-26373,64	-6728,59
-29564,04	-23525,77	-6038,27
-26025,84	-20695,28	-5330,55
-22487,64	-17888,55	-4599,09
-18900,00	-15062,97	-3837,03
-15262,93	-12214,68	-3048,25
-11576,43	-9334,62	-2241,81
-7840,49	-6400,57	-1439,91
-4048,88	-3383,48	-665,40

Tableau. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

❖ Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ **Charges verticales: voiles ≤ 20%**

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 37167.15 KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 7692.30 KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{total}} = \frac{7692.30}{37167.15} = 20.00\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ **Charges horizontales : portiques ≥ 25%**

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{321.27}{1030.13} = 31.19\% > 25\% \quad \text{.....vérifié}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{295.30}{1020.65} = 28.93\% > 25\% \quad \text{.....vérifié}$$

Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

Le déplacement absolu horizontal a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

· le déplacement relatif au niveau «k » par rapport au niveau « k-1 »est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta k \leq 1\% h_i.$$

Avec :

Hi : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-8 et V-9

Sens longitudinale

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
7/ 1	0,3	0,3
7/ 2	0,8	0,5
7/ 3	1,4	0,6
7/ 4	2,1	0,6
7/ 5	2,7	0,6
7/ 6	3,3	0,6
7/ 7	3,9	0,6
7/ 8	4,5	0,5
7/ 9	5,0	0,5
7/ 10	5,4	0,4

Tableau. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Sens transversale

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,3	0,3
8/ 2	0,8	0,5
8/ 3	1,4	0,6
8/ 4	2,1	0,6
8/ 5	2,7	0,7
8/ 6	3,4	0,7
8/ 7	4,0	0,6
8/ 8	4,6	0,6
8/ 9	5,1	0,5
8/ 10	5,6	0,5

Tableau. Déplacements relatifs inter étage pour la directions (y-y)

Vérification des déplacements :

Niveau	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	H_i (m)	1% H_i (cm)	observation
RDC	0,3	0,3	4.08	4.08	Vérifier
1	0,5	0,5	3,06	3.06	Vérifier
2	0,6	0,6	3,06	3.06	Vérifier
3	0,6	0,6	3,06	3.06	Vérifier
4	0,6	0,7	3,06	3.06	Vérifier
5	0,6	0,7	3,06	3.06	Vérifier
6	0,6	0,6	3,06	3.06	Vérifier
7	0,5	0,6	3,06	3.06	Vérifier
8	0,5	0,5	3,06	3.06	Vérifier
9	0,4	0,5	3,06	3.06	Vérifier

Tableau. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

Justification de l'effet 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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

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.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Le tableau V-11 résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx}	Vx	h (m)	θ	Observation
9	4101,34	4101,34	0,004	254,06	3.06	0,021	Vérifié
8	3415,42	7516,76	0,005	421,53	3.06	0,029	Vérifié
7	3405,34	10922,10	0,005	547,87	3.06	0,033	Vérifié
6	3395,26	14317,36	0,006	653,99	3.06	0,043	Vérifié
5	3385,18	17702,54	0,006	748,05	3.06	0,046	Vérifié
4	3375,09	21077,63	0,006	828,9	3.06	0,050	Vérifié
3	3365,01	24442,64	0,006	897,75	3.06	0,053	Vérifié
2	3365,01	27807,65	0,006	957,8	3.06	0,057	Vérifié
1	3365,01	31172,66	0,005	1004,77	3.06	0,051	Vérifié
RDC	3654,27	34826,92	0,003	1030,13	4.08	0,025	Vérifié

Tableau. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

Le tableau V-10 résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (ses y - y)

Niveau	Wt	Pk (t)	Δ_{ky}	Vy	h (m)	θ	Observation
9	4101,34	4101,34	0,005	257,04	3.06	0,026	Vérifié
8	3415,42	7516,76	0,005	419,85	3.06	0,029	Vérifié
7	3405,34	10922,10	0,006	545,36	3.06	0,039	Vérifié
6	3395,26	14317,36	0,006	649,96	3.06	0,043	Vérifié
5	3385,18	17702,54	0,007	738,57	3.06	0,055	Vérifié
4	3375,09	21077,63	0,007	817,71	3.06	0,059	Vérifié
3	3365,01	24442,64	0,006	887,69	3.06	0,054	Vérifié
2	3365,01	27807,65	0,006	946,08	3.06	0,058	Vérifié
1	3365,01	31172,66	0,005	992,99	3.06	0,051	Vérifié
RDC	3654,27	34826,92	0,003	1020,65	4.08	0,025	Vérifié

Tableau. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens(longitudinal est transversal)avec la relation suivante
 $M_s / M_r \geq 1,5$

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.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

❖ **Sens longitudinal :**

$$M_{sx} = 34826.92 \times (21.30/2) = 371290.10 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fx(kn)	hi	Mr (x)
RDC	25,36	4.08	103,47
01	46,97	7.14	335,37
02	60,05	10.20	612,51
03	68,85	13.26	912,95
04	80,85	16.32	1319,47
05	94,06	19.38	1822,88
06	106,12	22.44	2381,33
07	126,34	25.50	3221,67
08	167,47	28.56	4782,94
09	254,06	31.62	8033,38
			$\Sigma = 23525.97$

Tableau. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

$$M_{Rx} = 23525.97 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 15.78 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_s = 34826.92 \times (13.90/2) = 242047.09 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fy(kn)	hi	Mr (y)
RDC	27,66	4.08	112,85
01	46,91	7.14	334,94
02	58,39	10.20	595,58
03	69,98	13.26	927,93
04	79,14	16.32	1291,56
05	88,61	19.38	1717,26
06	104,6	22.44	2347,22
07	125,51	25.50	3200,51
08	162,81	28.56	4649,85
09	257,04	31.62	8127,60
			$\Sigma = 23305.32$

Tableau. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).

$$M_{Ry} = 23305.32 \text{ KN.m}$$

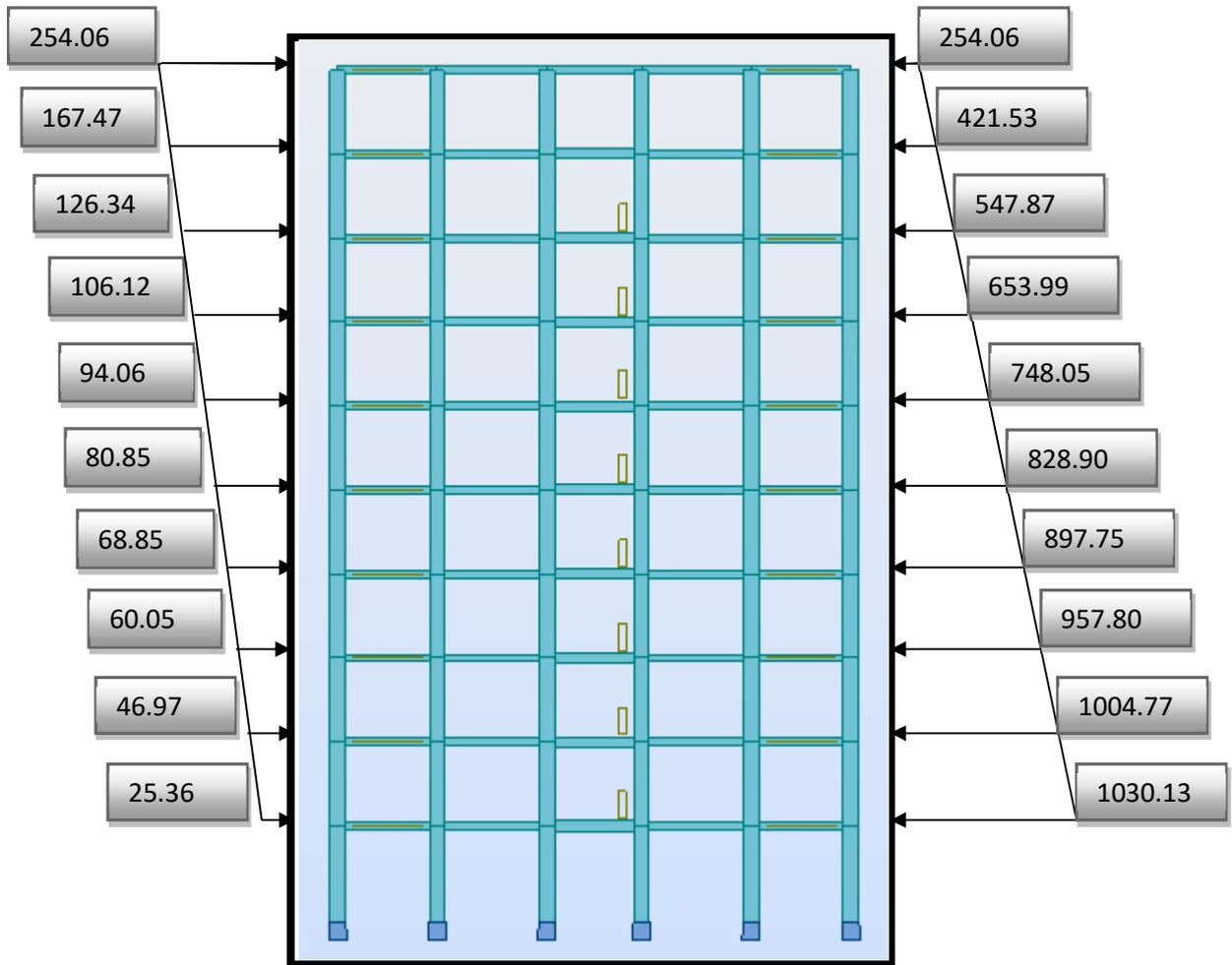
✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 10.39 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)

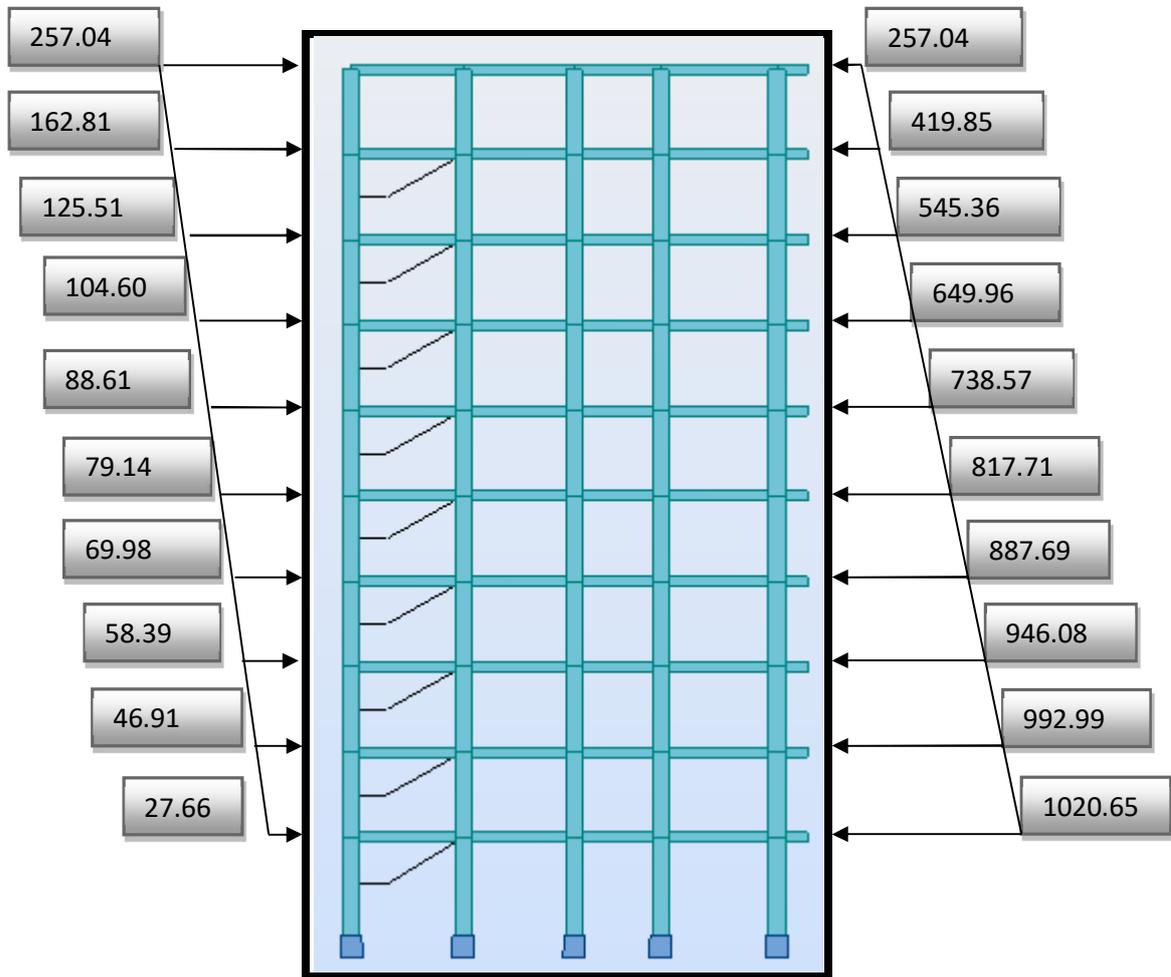


Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

Sens Y

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)



Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique, ces résultats Les différentes contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments principaux).

Chapitre V
Ferraillage des éléments
structuraux

V.1.Introduction :

Nous avons déterminé lors des chapitres précédents les sollicitations revenant aux éléments structuraux (principaux et secondaires) dues aux charges permanentes, d'exploitation et aux forces sismiques, leur combinaison nous a permis d'avoir le cas de sollicitation le plus défavorable pour chacun des éléments.

L'objectif du présent chapitre est de ferrailer les portiques et les voiles de notre structure, et ce en se fiant aux résultats obtenus précédemment ainsi qu'aux règles de calcul et réglementation en vigueur à savoir le CBA 93 et le RPA 2003.

V.2.ferrailage des éléments :**V.2.1.ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont soumis à un moment fléchissant « **M** », un effort normal « **N** » et un effort tranchant « **T** » ; c'est-à-dire sollicités en flexion composée avec compression

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 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

Tableau. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL 91 :**

$$\text{E.L.U : Situation durable : } 1.35 G + 1.5 Q + W \quad (1)$$

$$1.35 G + 1.5 W + Q \quad (2)$$

❖ **Selon les R.P.A 99 :**

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q+E \quad (3) \quad G+Q-E \quad (4)$$

$$0.8G+E \quad (5) \quad 0.8G-E \quad (6)$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l' E.L.U.

c. Recommandations des RPA99/Version 2003 :

❖ Armatures longitudinales :

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal sera de :

0.7 % en zone I

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone I

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I

• calcul le ferrailage :

Soit le poteau du RDC ou EC dimension (50×55) cm²:

$C = 5$ cm ; $S = 50 \times 55$ (cm²) ; acier Fe E400 ; $f_{c28} = 25$ Mpa.

$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.20$ Mpa ;

$L = 4.08$ m : hauteur totale du Poteau.

ELU (1,35G + 1,5Q)		0.8G+EY		G+Q+EY		ELS (G + Q)	
N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN.m]	N _{MIN} [KN.m]	M _{Corr} [KN.m]	M _{MAX} [KN.m]	N _{Corr} [KN]	N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN.m]
2293.29	10.12	12.76	3.17	173.53	128.93	1670.66	7.36

Tableau. Combinaisons des charges.

1^{er} cas : ELU : ($N_{\max} = 2293.29 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 10.12 \text{ KN.m}$)

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_0 = \frac{M_{\text{Corr}}}{N_{\text{MAX}}} = \frac{10.12}{2293.29} = \mathbf{0.44 \text{ cm.}}$$

$$e_a = \mathbf{\max(2\text{cm} ; L/250)}.$$

$$L/250 = 408/250 = 1.63 \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.44 + 2 = 2.44 \text{ cm.}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

h : Hauteur de la section du poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l_0 : La hauteur du poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m}$$

$$5.19 < \max(15; 0.75) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.86}{0.55}\right) = 17.99$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(17.99/35)^2} = 0.81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.86^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.81 \times 2)) = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.44 + 0.77 \quad \Rightarrow \quad e = \mathbf{3.21 \text{ cm} = 0.0321 \text{ m}}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{MAX} = 2293.19 \text{ KN}$$

$$M_{Corrigé} = N_{ult} \times e = 2293.19 \times 0.0321 = 73.61 \text{ KN.m}$$

N: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3 = 906.41 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{Corrigé} = 2293.29 \times (0.50 - 0.55/2) + 73.61 \\ = 704.26 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 2293.29 \times (0.50 - 0.05) - 704.26 = 557.05 \text{ KN.m}$$

Alors : **A = 906.41 KN.m > B = 557.05 KN.m**

Donc : La section est partiellement et comprime.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_o \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{704260}{50 \times 50^2 \times 14.2} = 0.250$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.366 ; \beta = 0.854)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{704260}{348 \times 0.854 \times 50} = 39.49 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 39.49 - \frac{2293290}{100 \times 348} = -26.40 \text{ cm}^2$$

A_{s1} = -26.40 cm² < 0 \Rightarrow Puisque A est négative, il faut prévoir des Armatures minimale.

2^{eme} cas 0.8G+EY: (N_{Min.} = 12.76 KN ; M_{corr} = 3.17 KN.m)

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{3.17}{12.76} = 24 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 24 + 2 = 26 \text{ cm}$$

e₂: Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.89 < \max(15; 8) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.55}\right) = 13.46$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 26 + 0.77 \Rightarrow e = 26.77 \text{ cm} = 0.268 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 12.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 12.76 \times 0.268 = 3.42 \text{ KN.m}$$

_ **N**: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = 1180.89 \text{ KN.m}$$

$$- B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 12.76 \times (0.50 - 0.55/2) + 3.42 \\ = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 12.76 \times (0.50 - 0.05) - 6.93 = -1.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 1180.89 \text{ KN.m} > B = -1.19 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est partiellement et Comprimée.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6930}{50 \times 50^2 \times 18.5} = 0.0022$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.0022 ; \beta = 0.991)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{6930}{400 \times 0.991 \times 50} = 0.32 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.32 - \frac{12760}{100 \times 400} = -0.001 \text{ cm}^2$$

$A_{s2} = -0.001 \text{ cm}^2 < 0$ Puisque A est négative ,il faut prévoir des Armature minimale.

3^{ème} cas G+Q+EY: ($M_{\max} = 173.53 \text{ KN}$; $N_{\text{corr.}} = 128.93 \text{ KN.m}$)

$$e_0 = \frac{M_{\text{MAX}}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{173.53}{128.93} = 135 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 135 + 2 = 137 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.89 < \max(15; 49.81) = 49.81.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.55}\right) = 13.46$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 137 + 0.77 \Rightarrow e = 137.77 \text{ cm} = 1.38 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Corr}} = 128.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 128.93 \times 1.38 = \mathbf{177.92 \text{ KN.m}}$$

– **N**: Est effort de compression et le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivante pour une section partiellement comprimée :

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$- A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.50 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = \mathbf{1180.89 \text{ KN.m}}$$

$$- B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 1180.89 \times (0.50 - 0.55/2) + 177.92$$

$$= 502.66 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 128.93 \times (0.50 - 0.05) - 502.66 = \mathbf{-431.75 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Alors : } \mathbf{A = 1180.89 \text{ KN.m} > B = -431.75 \text{ KN.m}}$$

Donc : La section est partiellement comprimée.

❖ Détermination des Armatures à la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{502660}{50 \times 55^2 \times 18.5} = 0.137$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.185 ; \beta = 0.926)$$

$$A_f = \frac{M_{\text{ua}}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{502660}{400 \times 0.926 \times 50} = 27.14 \text{ cm}^2$$

❖ Détermination des Armatures à la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 27.14 - \frac{128930}{100 \times 400} = 23.91 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s3} = 23.91 \text{ cm}^2}$$

• Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0,7\%(b.h)$ (zone I).

$$A_{\text{min}} = 0.7\%(b.h) = 0.007 \times 50 \times 55 = \mathbf{19.25 \text{ cm}^2}.$$

Leur pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{\text{max}} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 50 \times 55 = \mathbf{110.00 \text{ cm}^2}.$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\text{max}} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 50 \times 55 = \mathbf{165 \text{ cm}^2}.$$

- Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 3.02 \text{ cm}^2$$

DONC : $A = \max (A_{cal} ; A_{\min}^{RPA} ; A_{\min}^{BAEL})$

On adopte pour une section totale : 12HA16 = 24.13 cm²

Section	A _{T1} (cm ²)	A _{T2} (cm ²)	A _{T3} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	2x A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	CHOIX	A _{corr} (cm ²)
50x55	0	0	19.40	19.25	6.04	19.40	12HA16	24.13

Tableau récapitulatif du résultat

Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage 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 : $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{7.36}{1670.66} = 0.0044$$

$$e_o = 0.0044 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.09$$

➤ Armatures transversales :

- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La

$$V_{\max} = 199.66 \text{ KN.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{199660}{500 \times 500} = 0.80 \text{ Mpa}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b_o : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

- **Selon le CBA93 :**

$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifié

- **Armatures transversales :**

Selon le RPA99/version 2003 **art 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Dimension du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

$\rho_a = 2.50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas .

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{b} \text{ ou } \frac{L_f}{h} \right) = \left(\frac{2.14}{0.50}; \frac{2.14}{0.55} \right) = (4.28; 3.89)$$

On prend $\rho_a = 3.75$

Condition d'espacement :

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 l'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$St \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm}) \text{ en zones IIa}$$

$$St \leq \min (16 \text{ cm} ; 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$St' \leq 15 \phi_l \text{ en zones I}$$

$$St' \leq 24 = \text{en prend } St' = 12 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante :

Détermination de A_t :

$$A_t = \frac{p_a V_u}{h \cdot f_e} S_t = \frac{3.75 \times 199660}{55 \times 400 \times 100} \times 12 = 4.08 \text{ cm}^2$$

Soit 3 cadres en HA10 Pour ($6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$).

Vérification des cadres des armatures minimales :

d'après :

> RPA99 version 2003 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t = 12 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 50 = 1.80 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	A_{min}^{RPA} (cm^2)	Barres long	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
50x55	19.25	12HA16	24.13	4.71	10	12

Tableau. Résultat ferrailage de poteaux

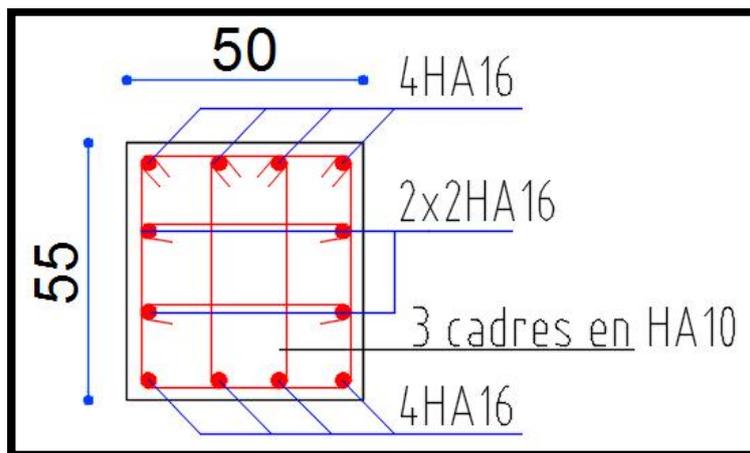


Schéma ferrailage poteau

V.2.2.Ferrailage des poutres :**- Les Poutres :**

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

- D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

- BAEL91:

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1})$$

$$\text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h \quad (\text{B.6.4})$$

- Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

On doit vérifier que : $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

- Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable
- $\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

- Détermination de l'armatures transversales :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot F_t}{S_t b_0} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{Soit pratiquement} \quad S_t \leq \frac{A_t \cdot F_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après

L_e (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} . k)}{0.9 f_e (\cos a + \sin a)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1, \alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

- **Vérification de la flèche :** (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec:

- ❖ M_t : moment MAX en travée.
- ❖ M_0 : moment isostatique minimal
- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature.

- **Recommandation : RPA 99/version2003:**

Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)

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 :

Etude d'un bâtiment R+9 en Béton Armé à contreventement mixte

- 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ en Zone (I)**

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

Exemple de calcul :

Ferrailage longitudinal (poutres principales) :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 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

Tableau. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

- D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu\alpha})$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$$

ELS :

- La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2) (p :23 ;24)

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} \quad A^{BAEL} \geq 1.34 \text{ cm}^2. \text{ Poutre P}$$

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} \quad A^{BAEL} \geq 1.18 \text{ cm}^2. \text{ Poutre S}$$

Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times (30 \times 40) \quad A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 1.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre P}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times (30 \times 35) \quad A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 1.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre S}$$

Le pourcentage minimal d'armature RPA 99 (révisé 2003):

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times (30 \times 40) \quad A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 6.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre P}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times (30 \times 35) \quad A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 5.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre S}$$

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

1) En Travée :

	h [cm]	b [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ [MPa]
Poutre Principale	40	30	37.00	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	35	30	32.50	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	Cas	M_{\max} [N.m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	63890	14.20	348
	ELA	0.8G-EY	133360	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	15800	14.20	348
	ELA	0.8G-EX	33020	18.50	400

	Combinaison	μ	μ_1	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre Principale	ELU	0.109	0.392	0.144	0.942	5.26
	ELA	0.175	0.392	0.242	0.903	9.97
Poutre Secondaire	ELU	0.035	0.392	0.044	0.982	1.42
	ELA	0.056	0.392	0.072	0.971	2.62

E.L.S : (G+Q)

	M_u [N.m]	M_{ser} [N.m]	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
Poutre Principale	63890	46680	1.36	0.43	0.144	Vérifier
Poutre Secondaire	15800	11470	1.37	0.44	0.044	Vérifier

2) En Appui :

	h [cm]	b [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ [MPa]
Poutre Principale	40	30	37.00	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	35	30	32.50	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	Cas	M_{max} [N. m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	123450	14.20	348
	ELA	G+Q+EY	126910	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	19960	14.20	348
	ELA	G+Q+EX	45900	18.50	400

	Combinaison	μ	μ_1	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre Principale	ELU	0.211	0.392	0.299	0.880	10.89
	ELA	0.167	0.392	0.229	0.908	9.44
Poutre Secondaire	ELU	0.044	0.392	0.056	0.977	1.80
	ELA	0.078	0.392	0.101	0.959	3.68

E.L.S : (G+Q)

	M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
Poutre Principale	123450	90130	1.36	0.43	0.299	Vérifier
Poutre Secondaire	19960	14560	1.37	0.44	0.056	Vérifier

Tableaux récapitulatifs :Poutre principale :

	$A_{cal max}$ (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	9.97	1.34	6.00	1.20	10.65	3HA14+3HA16
En appui	10.89	1.34			12.82	3HA12+3HA20

Poutre secondaire :

	$A_{cal max}$ (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	2.62	1.18	5.25	1.05	3.39	3T12
En appui	3.68	1.18			4.62	3T14

Vérification de la Flèche (poutre principale) : BAEL91 (Art :6.5.1) (p :90 ;91)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

Poutre principale :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{480} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.083 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{480} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.083 > 0.0742$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{10.65}{30 \times 37} \quad \Rightarrow \quad 0.0105 > 0.0096$$

donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

Poutre secondaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{445} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.078 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{445} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.078 > 0.059$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 32.5} \quad \Rightarrow \quad 0.0105 > 0.0035$$

donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

c- Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15 A(d - y_1) = 0$

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$k_1 = 15 \times \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

D. La vérification des contraintes :

		A (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s adm (MPa)	σ_b adm (MPa)	condition
Poutre P	Travée	10.65	163.92	13.81	400	15	Vérifiée
	appui	12.82	186.03	14.14	400	15	Vérifiée
Poutre S	Travée	3.93	92.50	8.60	400	15	Vérifiée
	appui	4.62	108.31	10.90	400	15	Vérifiée

➤ **Armatures transversales :** (la contrainte tangentielle)

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

Si $\tau_u < \bar{\tau}$ Alors la condition est vérifiée

➤ **Disposition constructive:**

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}).$$

- En zone courante:

$$S_t \leq h/2$$

h : la hauteur de la poutre.

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

➤ **Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)**

$$S_{t_i} \leq \frac{A_{t_i} \cdot f_e}{0.4 b_0} \longrightarrow A_{t_i} \geq \frac{S_{t_i} \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

Condition exigée par le RPA2003:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutre Principale :

$$V_{\max} = 199.66 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \times d} = \frac{199660}{300 \times 370} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau = 1.80 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Poutre Secondaire :

$$V_{\max} = 38.32 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \times d} = \frac{38320}{300 \times 325} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Influence De L'efforts Tranchants Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appuis ou existe un moment M (Moment de continuité), la Section des Armatures inférieurs doit être que l'on ait :

Poutre Principale :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 199.66 \text{ KN} \quad M_{\max} = 126.91 \text{ KN}$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > \left(\frac{1.15}{400} \times \left(199.66 + \left(\frac{126.91}{0.9 \times 0.37} \right) \right) \right) = 1.67 \quad \text{Condition vérifié}$$

Poutre Secondaire :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 38.32 \text{ KN} \quad M_{\max} = 45.90 \text{ KN}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > \left(\frac{1.15}{400} \times \left(38.32 + \left(\frac{45.90}{0.9 \times 0.325} \right) \right) \right) = 0.56 \quad \text{Condition vérifié}$$

Disposition Constrictives :

S_t : L'espacement des cours d'armatures transversaux.

Poutre Principale :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm.}$$

En zone Courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20.00 \longrightarrow S_t = 12 \text{ cm.}$$

h : La hauteur de la Poutre.

$$S_t \leq \min((0.9 \times d); 50 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(33.3 \text{ cm}; 50 \text{ cm}). \quad \text{Condition vérifié}$$

Poutre Secondaire :**F-1) En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right) = 7 \text{ cm.}$$

F-1) En zone Courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.50 \quad S_t = 12 \text{ cm.}$$

h : La hauteur de la Poutre.

$$S_t \leq \min((0.9 \times d); 50 \text{ cm}).$$

=> $S_t \leq \min(29.25 \text{ cm}; 50 \text{ cm})$. **Condition vérifié**

Section minimale des Armatures Transversales : BAEL (Art : A.5.31) (P : 38)**Poutre Principale :**

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{12 \times 0.4 \times 30}{235}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.61 \text{ cm}^2$$

Poutre Secondaire :

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{12 \times 0.4 \times 30}{235}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.61 \text{ cm}$$

Condition exigée par le RPA99-v2003 :

La quotité D'armatures transversales minimale est donnée par :

Poutre Principale :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 30$$

$$\Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2.$$

Soit cadre+étrier pour 4Ø6 $A = 1.13 \text{ cm}^2$

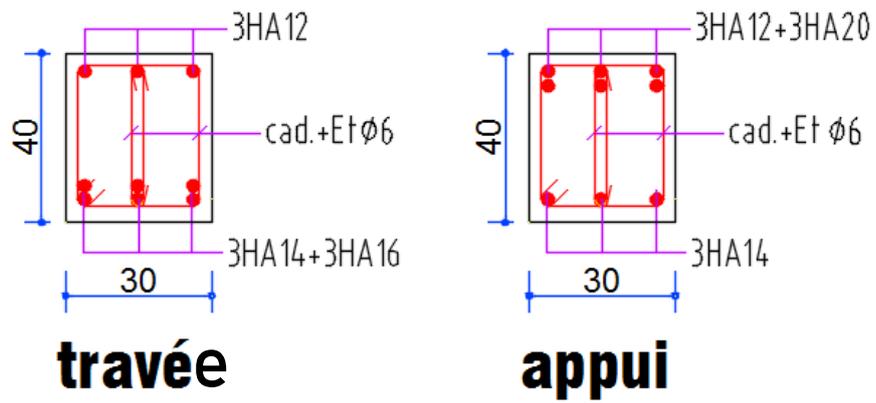
Poutre Secondaire :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

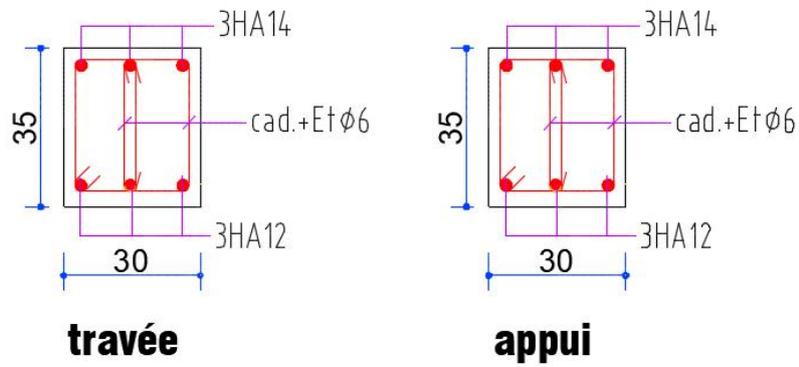
$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 30$$

$$\Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Soit cadre+étrier pour 4Ø6 } A = 1.13 \text{ cm}^2$$



Poutre principale



Poutre secondaire

V.2.3.Ferrailage des voiles :

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 du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

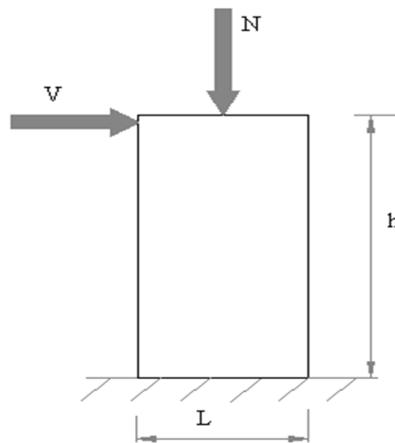


Figure. Les sollicitations engendrées dans les voiles

Les combinaisons d'action (RPA 99) :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G \pm E$

Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

1) 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.

- 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.

- 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.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales Doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- 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).

- 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.

Ferrailage verticale :

a) Type de section à aborder :

- ✓ *Section Entièrement Tendue (S.E.T)*
- ✓ *Section Entièrement Comprimée (S.E.C)*
- ✓ *Section Partiellement Comprimée (S.P.C)*

b) Type de section à aborder :

Détermination de la nature de la section :

- calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $h/6$).
- calcul l'excentricité « e » qui égale au rapport de moment à l'effort normal ($e = M/N$) ;

2) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

- 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.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

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 :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

a) Ferrailage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile ($L = 2.60 \text{ m}$) du RDC sens X:

Détermination des sollicitations : (0.8G + EX)

NRx [kN]	MRz [kNm]
797,50	909,53
556	556

$$M_{\max} = 909.53 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 797.50 \text{ KN}$$

$$I = (0.20 \times 2.60^3) / 12 = 0.22 \text{ m}^4$$

$$V = h/2 = 1.30 \text{ m. } v = 0.39 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{v} + \frac{M.V}{I} = \frac{0.7975}{0.39} + \frac{0.9095 \times 1.30}{0.22}$$

$$\sigma_1 = 7.42 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{v} - \frac{M.V}{I} = \frac{0.7975}{0.39} - \frac{0.9095 \times 1.30}{0.22}$$

$$\sigma_2 = -2.33 \text{ Mpa.}$$

$$L_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.62 \text{ m}$$

En à une Section Partiellement comprime (S.P.C)

Calcul de L_c :

$$L_c = L - L_t = 2.60 - 0.62 = 1.98 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{909.53}{797.50} = 1.14 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \overline{\sigma_b}$$

$$A = (0.337 \times 260 - 0.81 \times 5) \times 15 \times 260 \times 18.5$$

$$A = 6029.58 \text{ KN.m}$$

$$B = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 909.53 + 797.50 (2.55 - 1.30) = 1906.41 \text{ KN.m}$$

$$B = 797.50 (2.55 - 0.05) - 1906.41 = 87.34$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.14}{2.60} = 8.77$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.60} = 0.59 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.59 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Calcul de ferrailage

- Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2}) = 1906.41 \text{KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1906.41 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 260^2} = 0.121 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.162$$

$$\beta = 0.935$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma \cdot \beta \cdot d} = \frac{1906.41 \times 10^3}{400 \times 0.935 \times 255} = 19.99 \text{cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 19.99 - \frac{797.50 \times 10^3}{100 \times 400} = 0.05 \text{cm}^2$$

L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003)

$$A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 62 \times 20 = 2.48 \text{cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 260 = 7.80 \text{cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend } A = 1.86 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0 = 2.60 - (2 \times 0.62) = 1.36 \text{ m.}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (136) = 2.72 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = (2 \times 2.48) + 2.72 = 7.68 \text{ cm}^2 < A_{\min}^g = 7.80 \text{ cm}^2$$

On choisi dans toute la section du voile 32HA10 pour $A = 25.13 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espacement**

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par leRPA99

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

	TRy [kN]
MAX	271,73
Panneau	563

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 271.73 \times 10^3}{200 \times 2550} = 0.75 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 260 cm)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 8T8 = 4.02 \text{ cm}^2 / ml$

- **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 épingles au mètre carré.

➤ **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

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

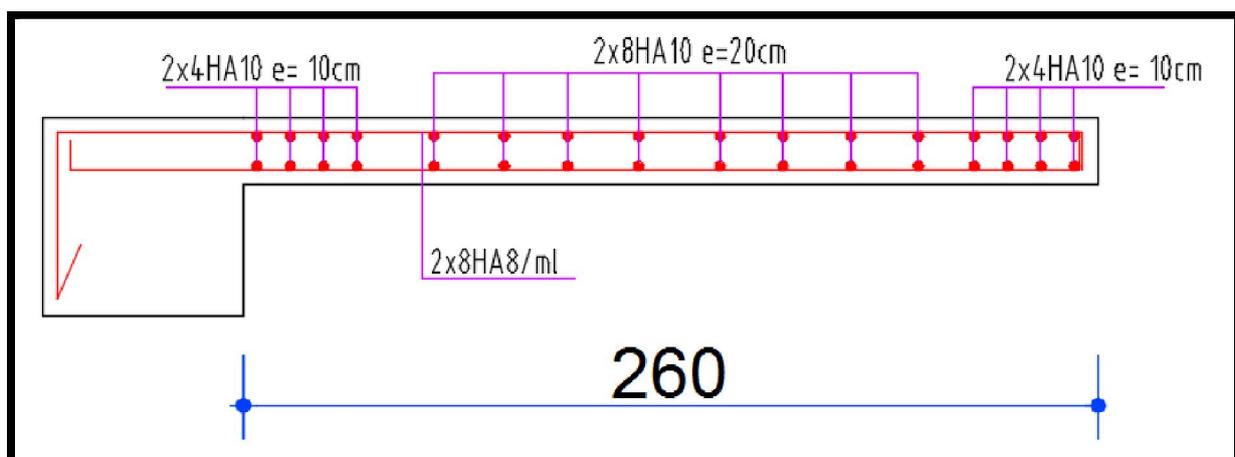
- La vérification se fait pour la combinaison suivant : 0.8G+EX

NRx [kN]	MRz [kNm]
797,50	909,53
556	556

$$N = 797.50 \text{ KN}$$

$$M = 909.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{797.50 \times 10^3}{200 \times 2600} + \frac{6 \times 909.53 \times 10^6}{200 \times (2600)^2} = 5.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$



Ferrailage voile

Chapitre VI
ETUDE DE FONDATION

VI.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

-Choix de type de fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.6 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation.

Aussi pour toutes les raisons citées ci-dessus nous avons opté pour la solution des fondations de type « radier général. » ancrées à 3.0 m dans le sol. La profondeur d'ancrage du bâtiment est également dictée par l'importante hauteur de l'ouvrage.

Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) ; (G+Q+E) pour la vérification.

VI.2. ÉTUDE DE TYPE DE SEMELLE DANS CE PROJET

Nous proposons en premier lieu des semelles **filantes** pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles (S_s) doit être inférieure à 50% (S_b) de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$)

Cas 6 (C)	ELS
Somme totale	37167,15
Somme réaction	37167,15
Somme efforts	-37167,15

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q(\text{ELS}) \text{ et } (\sigma_{\text{sol}} = 1,6 \text{ bars}).$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{37.167}{0.16} = 232.29 \text{ m}^2$$

- Calcul des surfaces revenant aux semelles

- Surface totale des semelles est := **232.29 m²**
- Surface totale du bâtiment est : **$L_x \times L_y = 315.00 \text{ m}^2$**

On a: $\sum S_{\text{Semelles}} / S_{\text{Structure}} = 232.19/315 = 0.74 = 74 \%$. Dans ce cas on peut opter pour un radier général.

VI.3. CALCUL DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.4. ETUDE DU RADIER

VI.4.1. Pré dimensionnement

a. Condition forfaitaire

-La dalle

$$h_r \geq L_{\text{max}}/20.$$

avec

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_r : épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq 480/20 = 24 \text{ cm}$

-La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : La 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, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.8 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.8^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.69 \text{ m}$$

Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir les dimensions de Radier comme suite :

- épaisseur du radier égale à $h_r = 40 \text{ cm}$.
- hauteur totale du nervures égale à $h_t = 70 \text{ cm}$.

- Choix de la Largeur des nervures : $(h_t / b) \leq 4$ donc on prend $b = 40$ cm, soit une section de (40×70) cm².

4.1.1.1 Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts

$$\text{ELU: } N_u = 50740.70 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 37167.15 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{50740.70}{1,33 \times 160} = 238.44 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37167.15}{160} = 232.29 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 315.00 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 238.44 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (14.45 m).

L_y : largeur en plan (21.85 m).

4.1.1.2 Calcul de débordement D

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 0.4 \text{ m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (20 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.5$ m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 315.00 + 0.5 \times 2 \times (14.45 + 21.85) = 351.30 \text{ m}^2$$

En a Profondeur de fondations = 3.00 m

-Poids du radier

$$G_1 = (351.30 \times 0.4 \times 25) = 3513.00 \text{ KN}$$

-Poids du remblais

$$G_2 = (S_r \times h \times \gamma_r) = (351.30 \times 2.60 \times 18) = 16440.84 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 50740.70 + 1.35 (3513 + 16440.84) = 77678.38 \text{ KN}$$

$$N_s = 37167.15 + (3513 + 16440.84) = 57120.99 \text{ KN}$$

➤ Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 3.00 \times 351.30 = 15808.50 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h=3.00 m)

$$G_T = 57120.99 \text{ KN} > 15808.50 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ Vérification des contraintes dans le sol (G+Q+E)

La formule suivante doit être vérifiée $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = 7007.11 \text{ m}^4$$

$$I_y = 15259.90 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X_g = 11.40 \text{ m}$$

$$Y_g = 7.73 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$M_X = 820.39 \text{ KN.m} \quad M_Y = 892.06 \text{ KN.m} \quad N = 47467.37 \text{ KN.m}$$

	σ_1	σ_2	σ_m	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	0.136	0.134	0.136	0.136 < 0.16
Y-Y	0.135	0.135	0.135	0.136 < 0.16

VI.5. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

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 l'Annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du

coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x}$$

- si la dalle est une dalle de rive (**notre cas**)

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$M_a = 0.3 M_{0x} \dots\dots\dots \text{pour appuis de rive.}$$

$$M_a = 0.5 M_{0x} \dots\dots\dots \text{pour appuis intermédiaire.}$$

-Evaluation des charges et surcharges

$$\text{ELU } q_u = N_u / S_{\text{rad}} \rightarrow q_u = 221.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS } q_{\text{ser}} = N_s / S_{\text{rad}} \rightarrow q_{\text{ser}} = 162.60 \text{ KN/m}^2$$

-calcul des moments

$$\text{ELU: } v=0 ; q_u = 221.12 \text{ KN/m}$$

L_X (M)	L_Y (M)	ρ	μ_x	μ_y	M_{Ox} (KN.M)	M_{Oy} (KN.M)
4.80	4.80	1.00	0.0368	1.000	187.48	187.48

$$\text{ELS : } v=0.2 ; q_{\text{ser}} = 162.60 \text{ KN/m}$$

L_X (M)	L_Y (M)	ρ	μ_x	μ_y	M_{Ox} (KN.M)	M_{Oy} (KN.M)
4.80	4.80	1.00	0.0442	1.000	165.59	165.59

-Calcul des armatures**• ELU**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

panneau	SENS X-X		SENS Y-Y	
	En travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN ×m)	159.36	49.68	159.36	49.68
μ	0.087	0.031	0.087	0.031
μ<μ_L	CV	CV	CV	CV
α	0,114	0,039	0,114	0,039
β	0.954	0.984	0.954	0.984
σ_σ	348	348	348	348
As (cm²/ml)	13.33	4.56	13.33	4.56
As_{min} (cm²/ml)	4.35	4.35	4.35	4.35
Choix des barres/ml	9HA14	7HA12	9HA14	7HA12
As_{corres} (cm²/ml)	13.85	7.92	13.85	7.92
Espacement (cm)	10	14	10	14

• ELS

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier en L'ELS:

✓ Sur Travée : Sens x_x (le plus sollicité)

$$\text{FeE 400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

Béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.60 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_s \leq f_e = 201.63 \text{ MPa}$ pour une fissuration préjudiciable

A titre d'exemple, on peut vérifier la section dans laquelle $M_{tx} = 140.75 \text{ KN.m}$

$$A = 13.85 \text{ cm}^2 ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 13.85}{100 \times 36} = 0.384$$

$$\mu_l' = 0.1302 K_1 = 37.08$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu_l' \times b \times d^2} = \frac{140750}{0.1302 \times 100 \times 36^2} = 8.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = K_1 \times \sigma_b = 37.08 \times 8.34 = 309.25 \text{ MPa} > 201.63 \text{ MPa}$$

En besoin d'augmenté le ferrailage : **en choisis 8 HA20 = 25.13 cm²**

$$A = 25.13 \text{ cm}^2 ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 25.13}{100 \times 36} = 0.698$$

$$\mu_l' = 0.1595 K_l = 26.32$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu_l' \times b \times d^2} = \frac{140750}{0.1595 \times 100 \times 36^2} = 6.81 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = K_1 \times \sigma_b = 26.32 \times 6.81 = 179.24 \text{ MPA} < 201.63 \text{ MPA} \dots \text{C.V}$$

VI.6. Vérifications de radier

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91)(Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

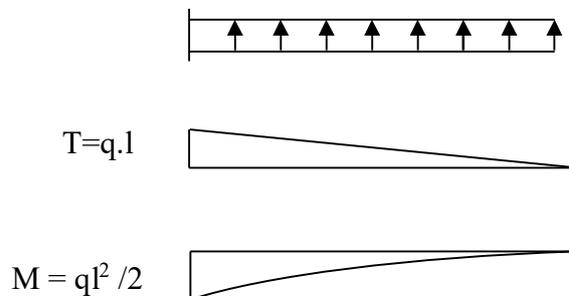
$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{77678.38 \times 1}{351.30} \cdot \frac{4.80}{2} = 530.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{530.68 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.47 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

Étude du débord du radier

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.



• l'ELU

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	As (cm ²)
27.64	0.014	0.0.018	0.993	2.22

As=2.22 cm²/ml.

Donc on choisit 7HA12 = 7.92 cm² pour la continuité de ferrailage avec le radier

-Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 36 cm

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = 221.12 \times 0.5 = 110.56Kn$$

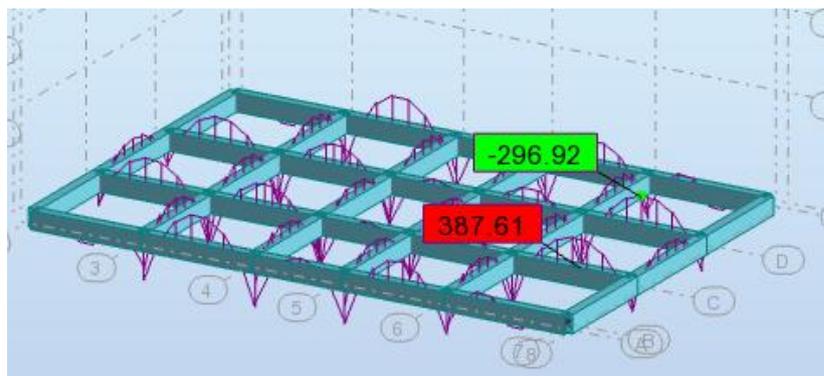
$$\tau_u = \frac{110.56 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.31MPa \leq \tau_u = 2.5 MPa \Rightarrow C.V$$

VI.7. ÉTUDE DE LA NERVURE

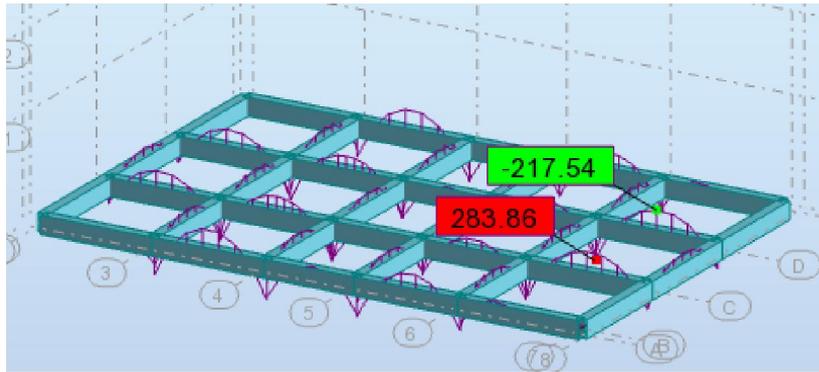
Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

h = 70 cm d = 65 cm

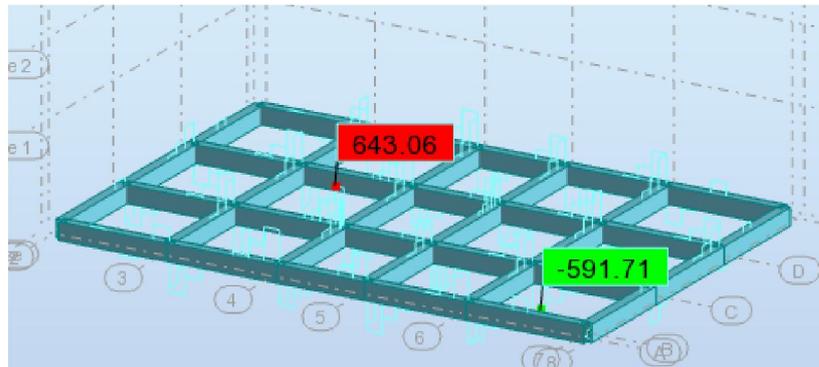
b = 40 cm c = 5 cm



Moments ELU



Moments ELS



Efforts tranchant ELU

Calcul à l'ELU:

$$M_{appuis}^{\max} = 387.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{\max} = -296.92 \text{ KN.m}$$

$$V_{Max} = 643.06 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{296920}{40 \times 65^2 \times 14.2} = 0.124 < 0.392$$

On a:

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Aciers comprimé ne sont pas Necessaire.

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

Avec: $Z = d (1 - 0.4 \alpha)$

$$\alpha = 0.166$$

$$\beta = 0.934$$

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{d \times \beta \times \sigma_{st}} = \frac{296920}{65 \times 0.934 \times 348} = 14.05 \text{ cm}^2$$

Surappuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{appui}^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{387610}{40 \times 65^2 \times 14.2} = 0.162 < 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec: $Z = d (1 - 0.4 \alpha)$

$$\alpha = 0.222$$

$$\beta = 0.911$$

$$A = \frac{M_{appui}^{\max}}{d \times \beta \times \sigma_{st}} = \frac{387610}{65 \times 0.911 \times 348} = 18.81 \text{ cm}^2$$

➤ **Verification de la condition de non fragilité:** B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 40 \times 70 = 2.80 \text{ cm}^2$$

	A _{calculé}	A _{BAEL}	A _{min(BAEL)}	A _{max}	A _{adoptée}	Choix
Appuis	18.81	3.14	2.80	18.81	18.85	6HA20
Travée	14.05	3.14		14.05	18.85	6HA20

Tableau. Les armatures de nervures

Les verifications:

• Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{643060}{400 \times 650} = 2.47 MPa$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 MPa \right) = 2.5 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$

Dispositions constructives :

St: l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l) = 15 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min (58.50 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

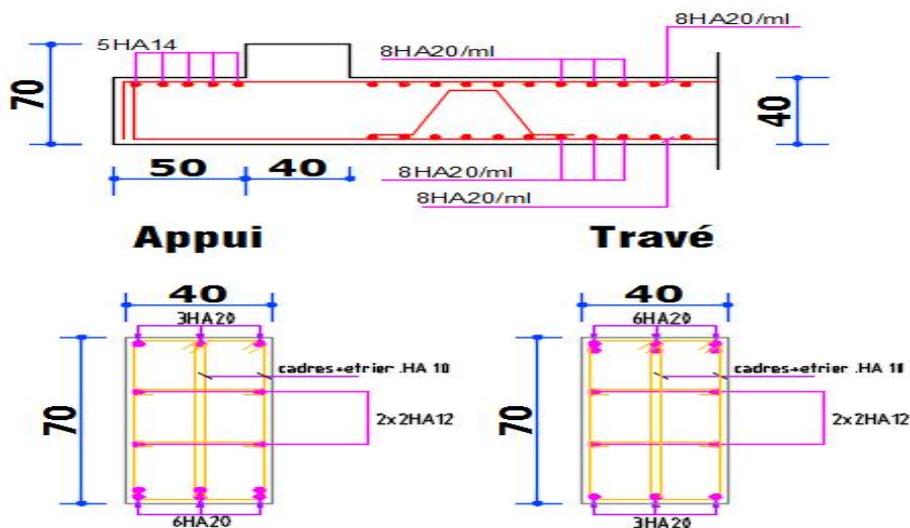
➤ Condition exigée par les RPA99

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Soit un Cadre et un étrier en T10 = (4HA10) = 3.14 cm²



Schémas Ferrailage radier et Nervure

VI.8. LONGRINE

Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à : **RPA99(art 10.1.1)**

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés. C'est-à-dire maximum des efforts N ramenés en pieds de poteaux et voiles

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

Tableau RPA 99 (révisé 2003).p 93

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

(25 × 30) cm² : sites de catégorie S2 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).

VI.8.1.Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 0.6\%.B = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A^{\text{RPA}(\min)} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Les Armatures Transversales :

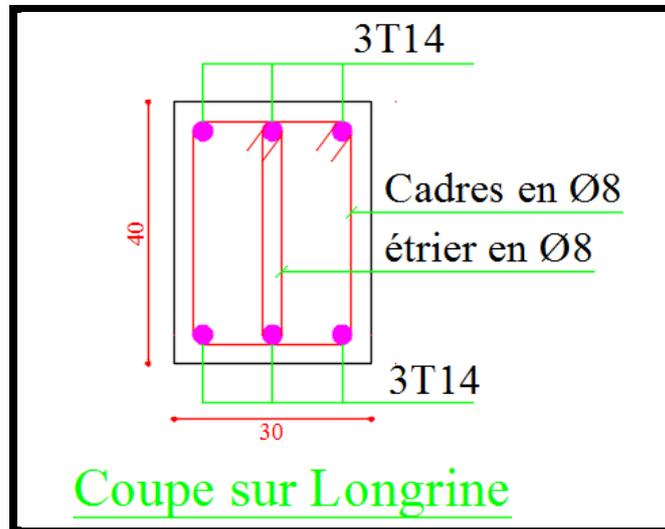
Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\phi 8$ (Fissurations *est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15 \phi_1) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

On choisit un cadre en Ø 8 et étrier en Ø 8 pour $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$



Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et connaissances acquises durant les cinq années passées et plus les logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

La partie de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT 2018, a été consacré pour l'analyse de la structure et proposer des solutions adéquates pour avoir un bon comportement de la structure en zone sismique et d'une stabilité et de sécurité de l'ouvrage sans oublier le coté économique.

Notons qu'à la fin de ce projet pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

BIBLIOGRAPHIE

Les regalements:

- * ***RPA99/Version2003*** : règlement parasismique algérien.

- * ***BAEL91*** : béton armé aux états limites.

- * ***C.B. A93*** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

- * ***D.T.R.B.C .2.2*** : Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

- * ***D.T.R.C 2-4.7*** : Document technique réglementaire règlement neige et vent R.N.V.99

- * ***RNV99*** : règles neige et vent.

RESUME :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation constitué d'un Réez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de BISKRA . Cette région est classée en zone de faible sismicité I selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E. L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique + étude de vent).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie et on terminer le travail avec une conclusion générale.

المخلص:

بصدد إعداد مذكرة التخرج، قمنا بدراسة مفصلة لبنائية سكنية مكونة من طابق ارضي+09 طوابق والتي ستنشأ في ولاية بسكرة المصنفة ضمن المناطق الضعيفة زلزاليا رقم I حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 ،BAEL91 modifié99) ، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء مهمة و هي:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنائية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة والاساسات).