

*République Algérienne Démocratique et Populaire.  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et De la Recherche Scientifique.  
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.  
Faculté De Génie De La Construction  
Département Génie Civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master 2 en génie civil.  
Option : constructions civiles et industrielles*

## Thème

*Etude d'un bâtiment R+8 +1 S-SOL à usage commercial  
et habitation*



Étudié par :

M<sup>elle</sup> CHILI Siham

M<sup>elle</sup> BOUTOUDJ Thileli

Dirigé par : M<sup>me</sup> CHAHOUR

Membre de jury :

M<sup>r</sup> BOUHERAOUA

M<sup>r</sup> ALLICHE

**Promotion 2016/2017**

# Remerciement

*Toute notre reconnaissance et remerciement au Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Mme CHAHOUR pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce Mémoire.*

*Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département  
« GENIE CIVIL »*

*Ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

*Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre Projet.*



*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui m'ont  
guidé durant les moments les plus*

*pénibles de ce long chemin, ma mère*

*Tassadit qui a été à mes côtés et ma soutenu durant  
toute ma vie, et mon père Amar qui a sacrifié toute sa vie  
afin de me voir devenir ce que je suis, que Dieu puisse m'aider à  
les honorer, les servir et les combler.*

*A la mémoire de mes grands-parents paternel et maternel, de mon oncle vava  
Moh et sa femme yema Sadia.*

*A mes chers frères Rabah, Sofiane et Karim.*

*À mes belles sœurs Lynda et Fatma.*

*A mes nièces Yasmine, Maya et mon neveu Amine.*

*A mes cousins dada Ali, Nassim.*


*A ma tante « yema Fatma ».*

*A mes cousines Cherifa, Sarah, Liza et Inès.*

*A toute ma famille sans exception tantes et oncles.*

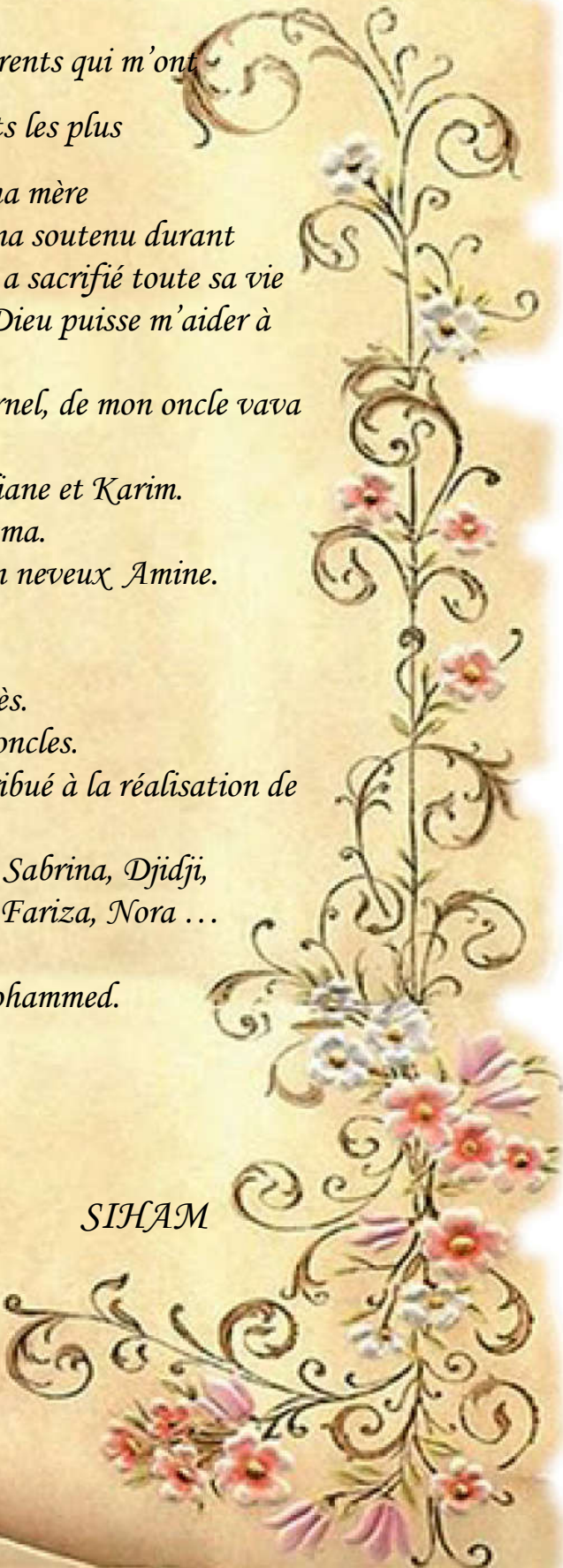

*A mon amie Thileli BOUTOUDJ qui a contribué à la réalisation de  
ce modeste travail.*

*A toutes mes copines en particulier Sabrina, Djidji,  
Farida, Lamia, Silia, Djidji, Wassila, Samia, Fariza, Nora ...*



*A mes amis Hakim, Nassim, Madjid et Mohammed.*

*SIHAM*





*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui m'ont  
guidé durant les moments les plus*

*pénibles de ce long chemin, ma mère*

*Badia qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute  
ma vie, et mon père Mouhamed qui a sacrifié toute sa vie  
afin de me voir devenir ce que je suis, que Dieu puisse m'aider à  
les honorer, les servir et les combler.*

*A la mémoire de ma grand-mère « yema tachavanet » et mon frère Djamel.*

*A mes grands parents Dhahevia et Ali.*


*A mes chers frères Farid et Samir et à ma chère sœur Lynda.*

*A toute ma famille sans exception tantes et oncles.*

*A mon amie Siham CHILI qui a contribué à la réalisation de ce  
modeste travail.*

*A toutes mes cousines et copines en particulier Kahina,*

*Farida, Lamia Dyhia, Mélissa, Chanéze, Rima, Sylvia, Yasmina,  
Lilih, Roza, Kahina, Silia, Djidji, Wassila, Samia, Fariza, Nora ...*



*Et sans oublier Hakim, Naima, Djamila, Rachida, et Tami*

*qui sont exemple de courage et de volonté pour moi.*

*THIËËLI*



# SOMMAIRE

## **Introduction général**

**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....06**

**Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments ..... 17**

## **Chapitre III : Calcul des éléments :**

**III.1 : Calcul des planchers .....31**

**III.2 : Calcul de l'acrotère..... 43**

**III.3 : Calcul des escaliers .....48**

**III.4 : Calcul de la poutre palière..... 62**

**III.5 : Calcul des balcons.....69**

**III.6 : Calcul de la salle machine..... 79**

## **Chapitre IV : modélisation et vérifications :**

**IV.1 : Modélisation.....87**

**IV.2 : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA.....98**

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux :**

**V.1 : Ferrailage des poteaux.....111**

**V.2 : Ferrailage des poutres .....119**

**V.3 : Ferrailage des voiles.....125**

**Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....136**

**Chapitre VII : Voile périphérique de soutènement.....154**

## **Conclusion**

## **Bibliographie**

# Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R+8+1S-SOL) à usage d'habitation et commercial.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

### I.1. Introduction :

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité de la structure et la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

L'objectif de ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et la hauteur totale de bâtiment).
- Ses éléments constitutifs (élément structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux avec les quelles est réalisé l'ouvrage.

### I.2. présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment composé d'un sous-sol pour le stockage et de 08 étages à usage d'habitation, d'un rez-de-chaussée commercial, en ossature mixte (portiques, Voiles), il comporte aussi une cage d'escalier, une cage d'ascenseur. Il est implanté dans la commune de Bejaïa (wilaya de Bejaïa).

### I.3. Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur totale en plan-----	18.40m
Largeur totale en plan-----	14.06m
Hauteur du RDC-----	3.57 m.
Hauteur de sous-sol-----	3.06m
Hauteur d'étage courant -----	2.89m
Hauteur totale-----	32.64m.

### I.4. Données du site :

- \* Le bâtiment est implanté dans la commune de Bejaïa (wilaya de Bejaïa) qu'est classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- \* L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- \* Le terrain est classé dans la catégorie des sols fermes (S2).
- \* Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 3$  Bars.

### I.5. La réglementation utilisée :

Durant notre étude on va utiliser les :

- \* règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « **BAEL-91** »
- \* règles parasismiques algériennes « **RPA99 modifié 2003** »
- \* documents techniques pour les charges et surcharges d'exploitation « **DTR-BC-22** », « **CBA93** ».

### I.6. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

#### a. ossature :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du 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 8.00 m.

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

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 doivent être 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. plancher :**

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

- **Plancher en corps creux**

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place, à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol.

- **Dalle pleine**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et des paliers de repos des escaliers et à la salle machine.

#### **c. Maçonnerie :**

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de deux types de murs :

- **Murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10+10) d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

- **Murs intérieurs :**

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements.

#### **d. revêtements :**

Ils seront réalisés comme suit :

Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier	enduit ciment.
Mur intérieure + plafond	enduit plâtre.
Salle d'eau+cuisine	céramique.
Locaux commerciales	enduit en ciment lissé.
Espace habitable	carrelage + seuil en marbre.

**Tableau I.1.** Les revêtements utilisés.

#### **e. Les escaliers :**

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier.

Les escaliers seront du type droit, à deux volets pour les sous-sols, le RDC et les étages courants. Ils seront en béton armé coulés sur place.

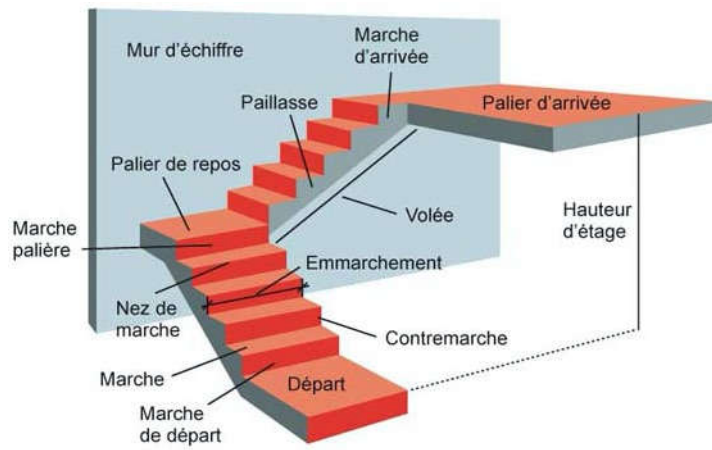


Figure I.1 : Schéma d'escalier.

#### f. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseurs qui est réalisée en béton armé coulée sur place.

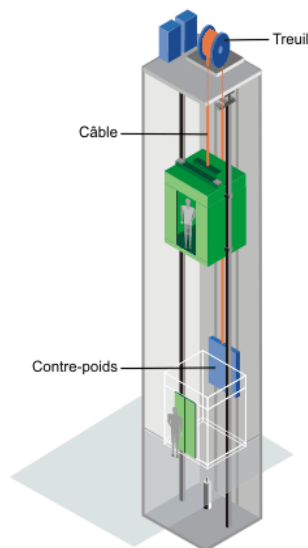


Figure I.2 : Schéma d'ascenseur

#### g. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et de limiter le temps d'exécution, et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

#### h. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

### **i. les fondations :**

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de sa bonne conception, découle la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit:

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol.
- Assurer la stabilité sans tassement, ni glissement.
- Être un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## **I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

### **Introduction :**

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en Béton Armé BAEL 91, ainsi que le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/version2003.

### **1. Béton :**

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa bonne résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton. En revanche, il présente une faible résistance à la traction.

#### **a. Les compositions du béton :**

##### **• Ciment:**

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

##### **• granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

##### ➤ **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

##### ➤ **Pierrailles :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 30mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### b. Dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre.....380 à 450 cm<sup>3</sup>.
- Gravier .....750 à 850 cm<sup>3</sup>.
- Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m<sup>3</sup>.
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m<sup>3</sup>.

La composition définitive sera donnée par un laboratoire à partir d'essais sur des éprouvettes (essais de convenance).

### c. Résistance mécanique du béton :

#### ❖ Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

- ✓ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- ✓ Pour des résistances  $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

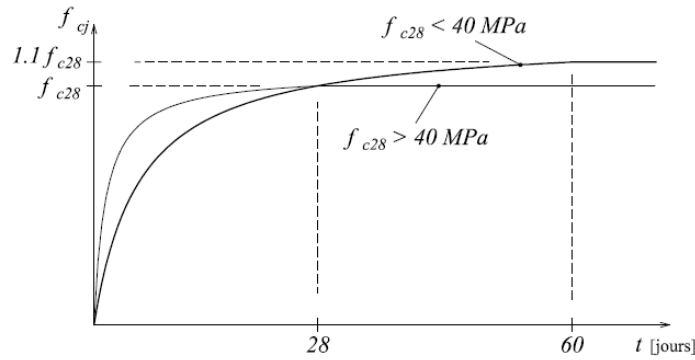


Figure I.3 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22Mpa et au plus égale à 45Mpa (RPA99v2003 /A.7.2.1).

Pour l'étude de ce projet on prendra :  $f_{c28} = 25MPa$

❖ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est Conventionnellement définie par les relations :

$$\left. \begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} &= 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{aligned} \right\} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

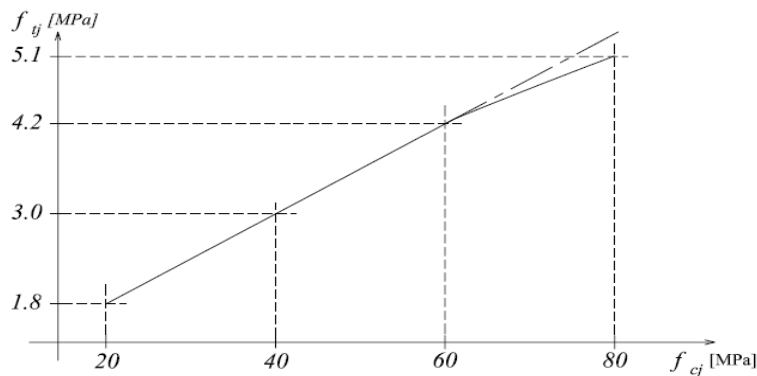


Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .

❖ **Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

**Pour**  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

• **Module de déformation longitudinal différée :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation ; les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{MPa})$$

❖ **Module de déformation transversale :**

Noter G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  (MPa)

Avec :

E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de Poisson  $\nu = (Dd / d) / (Dl / l)$

Dd / d : Déformation relative transversal.

Dl / l : Déformation relative longitudinal.

❖ **Coefficient de poisson**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

- ◆  $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- ◆  $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

**d. Les états limites:**

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutif cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

La résistance à la compression du béton est donnée par l'expression suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées.

Où:  $\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h (T > 24h).} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T < 24h).} \\ \theta = 0,85 \text{ si la durée d'application des est inférieure à 1h (T < 1h).} \end{array} \right.$

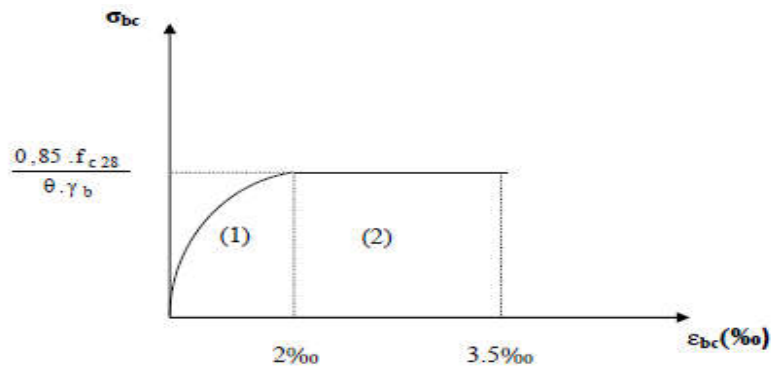


Figure I.5 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

➤ **Etat limite de service (ELS):**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

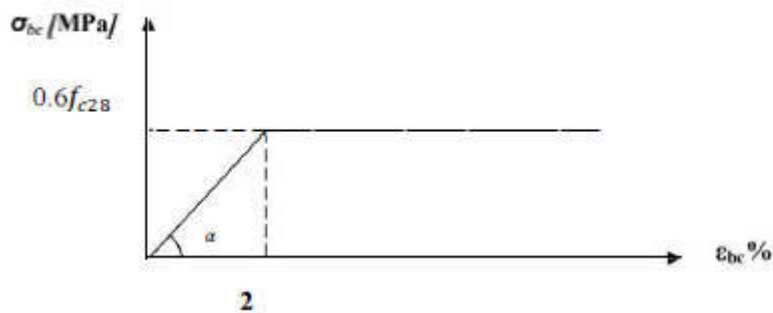


Figure I.6 : Diagramme du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

**Donc :** La contrainte de compression admissible a l'ELS est égale a : A j=28jours :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

**e. Contrainte limite de cisaillement (BAEL 91/ A.5.1, 21) :**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule:

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$  Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} Vu : \text{est l'effort tranchant dans la section étudiée} \\ b : \text{largeur de la section cisailée} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable et très Préjudiciable.}$$

## 2. L'Acier:

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, lorsqu'au un traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

### a. Caractères mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractères mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont présentés dans le tableau suivant :

type	Nuance	fe (Mpa)	Emploi
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	

**Tableau I.2 :** valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier.

### b. Contrainte limite :

#### ❖ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit dans la figure I.7 suivante :

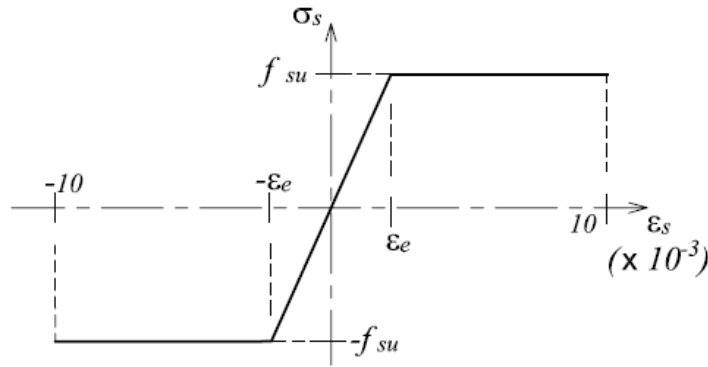


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \longrightarrow E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas situation accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ cas générale.} \end{array} \right.$$

❖ **Etat limite de service:**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et diminuer l'importance des ouvertures, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

➤ **Fissurations peu nuisibles :**

Au milieu peu agressif, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers sont protégés.  $\overline{\sigma}_{st} = f_e$

La valeur obtenue est :  $\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$  ..... pour les HA.

➤ **Fissurations préjudiciables :**

Au milieu moyennement agressif, avec des éléments exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration d'eau, on donne :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta : \text{Coefficient de fissuration.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les hautes adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA } < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La valeur obtenue est :  $\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  ..... pour les HA.

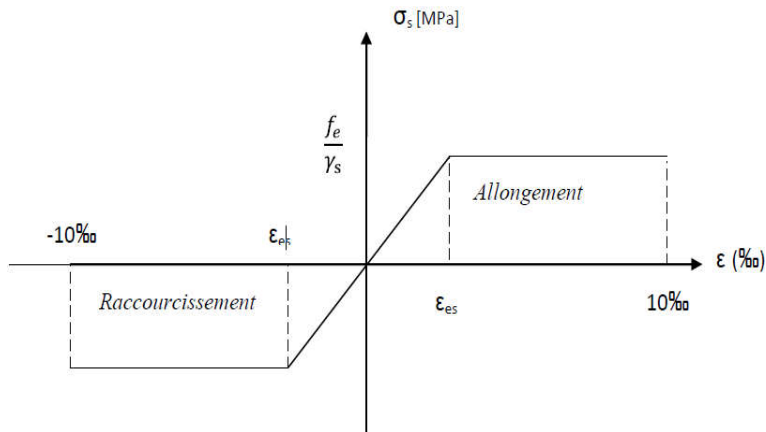
➤ **Fissurations très préjudiciables :**

En milieu fortement agressif, dans ce cas, on note  $\overline{\sigma}_{st} = \left\{ \min \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta_f f_{tj}} \right\}$

Avec:  $\eta$  : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi \geq 6\text{mm}). \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA } (\varphi < 6\text{mm}). \end{cases}$$

La valeur obtenue est :  $\overline{\sigma}_{st} = 164.97\text{MPa}$  ..... pour les HA.



**Figure I.8 :** Diagramme contraintes déformations de l'acier.

### c. Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Pour notre cas, on prend la valeur  $C=3$  cm.

### Conclusion du 1<sup>er</sup> chapitre:

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent.

## Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

### II.1. Introduction :

En respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions nous allons pouvoir pré-dimensionner tous les éléments constitutifs de notre immeuble, le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, on pré-dimensionne les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

### II.2. les planchers :

- **planchers en corps creux:**

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :  $L_{max}$  : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$h_{tp}$  : hauteur totale du plancher.

**Remarque :**

En premier temps, nous prendrons une section minimale de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas :  $L_{max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$ .

donc  $ht \geq 455/22.5 = 20 \text{ cm}$

On adoptera :  $h_{tp} = 20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de  $(16+4)$  qui sera valable pour tous les étages.

**16cm : épaisseur du corps creux.**

**4cm : épaisseur de la dalle de compression**

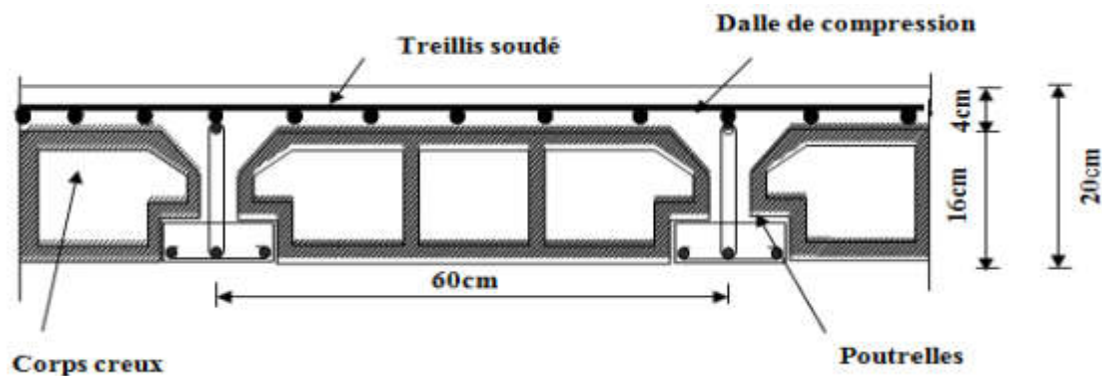


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher étage courant.

- **Plancher dalle pleine (les balcons) :**

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion.

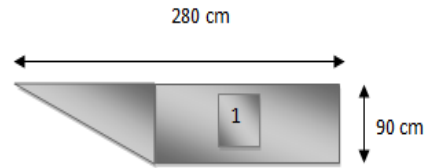
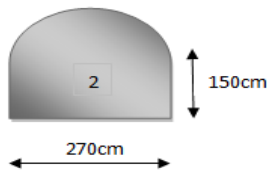
Dans notre cas, la dalle est considérée comme un porte à faux, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante:

$$ht \geq L/10$$

avec:  $L$  est la largeur de porte à faux. On a deux cas à calculer :

$L_1=90$  cm. D'où :  $h_t = 90/10=9$ cm.

$L_2=150$ cm. D'où :  $h_{t2} = 150/10=15$ cm.



❖ **Conclusion**

Les épaisseurs adoptées sont :

- Pour les planchers en corps creux:  $h_{tp}= 20$ cm
- pour les planchers dalle pleine :  $h_1$  et  $h_2= 15$ cm.

**II.3. Les poutres:**

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

**$h_t$ :** hauteur comprise entre  $L/15 \leq h_t \leq L/10$ .

**$b$ :** largeur comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ .

**$L_{max}$ :** la plus grande portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

**a. Les poutres principales (sens X-X):**

• **Hauteur:**

On a:  $L_{max} = 520 - 25 = 495$ cm

$$495 / 15 \leq h_t \leq 495 / 10 \implies 33 \leq h_t \leq 49.5 \text{ [cm].}$$

On prend:  $h_t = 40$ cm.

• **Largeur:**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \implies 16 \leq b \leq 28 \text{ [cm].}$$

On prend:  $b = 30$ cm.

• **Vérifications relatives aux exigences du RPA ( Art 7.5 .1du RPA99) :**

$b \geq 25$  cm .....  $30 > 25$  cm      condition Vérifiée.

$h_t \geq 25$ cm.....  $40 > 25$ cm      condition Vérifiée.

$h_t / b \leq 4$ .....  $40/30=1,33 < 4$       condition Vérifiée.

**b. Les poutres secondaires (sens Y-Y) :**

• **Hauteur :**

On a  $L_{max} = 480 - 25 = 455$  cm

$$455 / 15 \leq h_t \leq 455 / 10 \implies 30.33 \leq h_t \leq 45.5 \text{ [cm].}$$

On prend :  $h_t = 40$ cm

• **Largeur**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \implies 16 \leq b \leq 28 \text{ [cm].}$$

On prend :  $b = 30$  cm

• **Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1du RPA99):**

- b ≥ 25 cm ..... 30 > 25 cm      **condition Vérifiée.**
- ht ≥ 25 cm ..... 40 > 25 cm      **condition Vérifiée.**
- ht / b ≤ 4 ..... 40/30 = 1,33 < 4      **condition Vérifiée.**

**c. La poutre noyée :**

• **Hauteur:**

On a:  $L_{max} = 420 - 25 = 395\text{cm}$

$$395 / 15 \leq ht \leq 395 / 10 \longrightarrow 26.33 \leq ht \leq 39.5 \text{ [cm].}$$

On prend:  $ht = 20\text{cm.}$

• **Largeur:**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \longrightarrow 8 \leq b \leq 14 \text{ [cm].}$$

On prend:  $b = 20\text{cm.}$

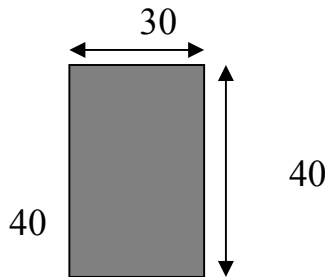
• **Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1du RPA99) :**

la section minimale des poutres est de 20 \* 20 cm<sup>2</sup> pour les structures contreventées par des voiles.

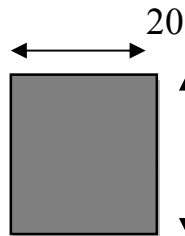
❖ **Conclusion**

Les sections adoptées sont :

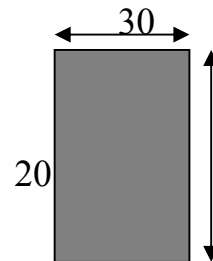
- **Les poutres principales: (40 × 30) cm<sup>2</sup>.**
- **Les poutres secondaires: (40 × 30) cm<sup>2</sup>.**
- **la poutre noyée (20 × 20) cm<sup>2</sup>.**



Poutre principale



Poutre noyée



poutre secondaire

**II.4. les voiles:**

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article (7.7.1 des RPA99/2003). 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.

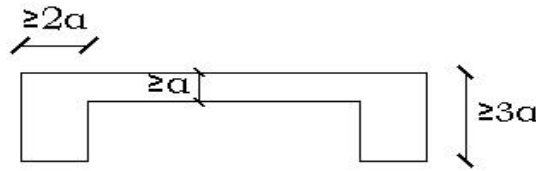
Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article (7.7.1 de RPA 99/2003) les éléments satisfaisants la condition  $L > 4a$  Sont considérés comme voiles.

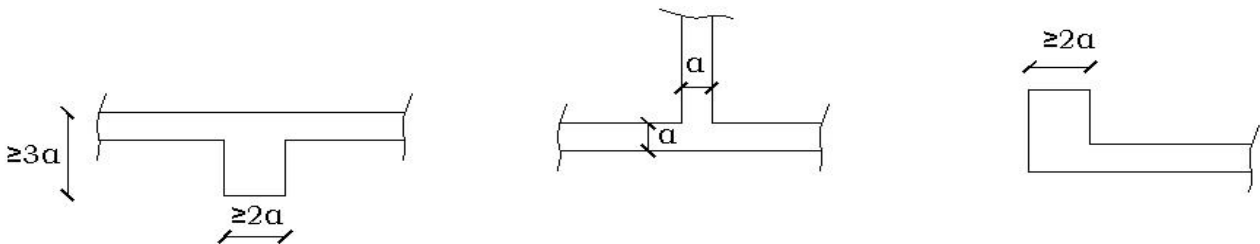
Telle que  $L$  : longueur de voile,  $a$  : épaisseur de voile.

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 :

❖ le 1<sup>er</sup> cas :  $a \geq h_e/25$



❖ le 2<sup>ème</sup> cas :  $a \geq h_e/22$



❖ le 3<sup>ème</sup> cas :  $a \geq h_e/20$



$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{tp}}$

	sous sols	RDC	étage courant
hauteur $h$ cm	306	357	289
hauteur $h_e$ cm	286	337	269
épaisseur $a$ cm	11.44	16.85	13.45

Tableau II.1 : Épaisseurs des voiles par niveau.

❖ **Conclusion :**

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **20 cm**.

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

$L_{\min} = 115 \text{ cm} \geq 80 \text{ cm}$  donc la condition est satisfaite.

**II.5. Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :  $S \geq N_s / \sigma_{bc}$

Avec : **S** : section du poteau.

**N<sub>s</sub>** : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G +1,2 Q)

Compte tenu de l'effet du séisme.

**σ<sub>bc</sub>** : contrainte admissible du béton à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa}$$

**Remarque** : L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

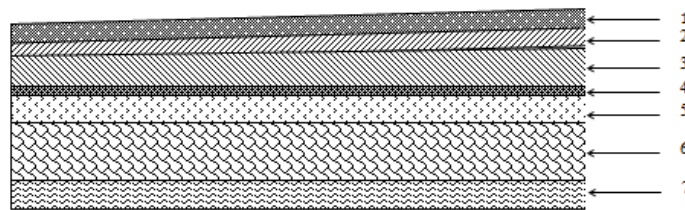
On aura donc à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

**a. Evaluation des charges et surcharges:**

Pour déterminer les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q nous allons nous référer au DTR B.C.22 [4].

❖ **évaluation des charges permanentes :**

**1. terrasse inaccessible:**

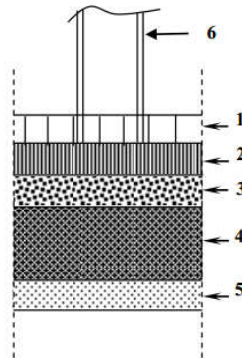


**Figure II.2** : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N	Désignation de l'élément	L'épaisseur en m	ρ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>Gt = 5.46 KN/ m<sup>2</sup>.</b>	

**Tableau II.2.** Valeur de la charge permanente G de la terrasse inaccessible.

**2. Planchers d'étages courants (en corps creux) :**



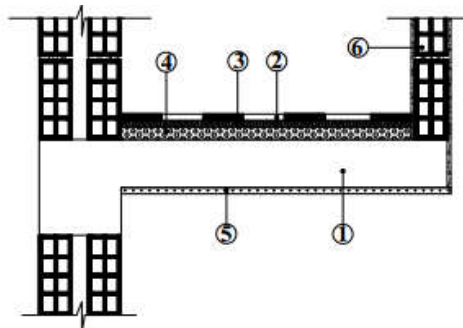
**Figure II.3 :** Coupe transversale du plancher d'étage courant.

N	Désignation de l'élément	L'épaisseur en m	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	22	0.44
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	plancher en corps creux (16+4)	0.20	-	2.80
5	enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	cloison intérieure y compris enduit plâtre	0.14	-	1.3
				<b>G = 5.72 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.3 :** Valeur de la charge permanente G du plancher étage courant.

**3. les balcons :**

Dans notre cas ils sont en dalle pleine.



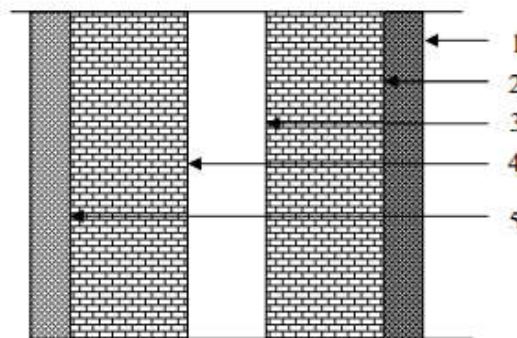
**Figure II.4 :** Coupe transversale d'un balcon en dalle pleine.

N	Désignation de l'élément	L'épaisseur en m	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	0.15	25	3.75
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	22	0.44
4	Couche de sable	0.03	18	0.54
5	enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	garde corps: maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
	enduit de ciment	0.02	18	0.36
				<b>G = 6.79 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.4 :** Valeur de la charge permanente G du balcon en dalle pleine.

**4. les murs :**

- **Murs extérieurs :**



**Figure II.5 :** Coupe verticale d'un mur extérieur.

N	Désignation de l'élément	L'épaisseur en m	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Briques creuses	0.10	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				<b>G= 2.36 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.5 :** Valeur de la charge permanente G du mur extérieur.

• Murs intérieurs :

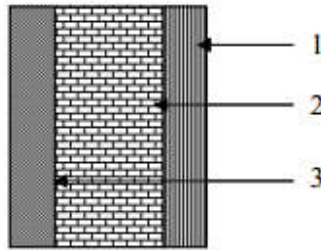


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N	Désignation de l'élément	L'épaisseur en m	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.10	9	0.9
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>G = 1.3 KN/m<sup>2</sup></b>				

Tableau II.6. Valeur de la charge permanente G du mur intérieur.

5. acrotère :

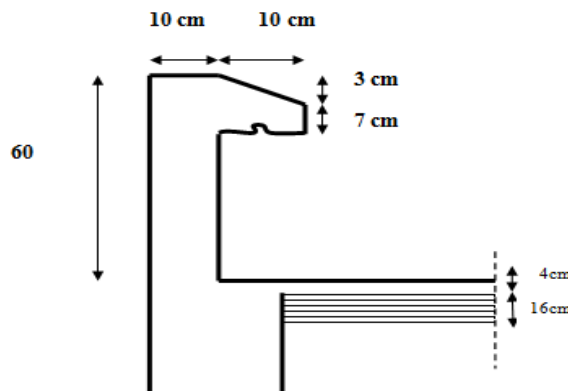


Figure II.7 : Coupe verticale de l'acrotère.

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit:

$$G_{acr} = \rho_{\text{béton}} \times S_{acr}$$

Avec :  $\rho_{\text{béton}}$  : masse volumique du béton = 25KN/m<sup>3</sup>.

$S_{acr}$  : section longitudinale de l'acrotère

$$G_{acr} = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right)] = 1.7125 \text{KN/m.}$$

❖ évaluation des charges d'exploitations :

Eléments	Surcharge q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.5
RDC usage commercial	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Sous-sol a usage d'habitation	3.5

**Tableau II.7 :** Valeur de la surcharge d'exploitation.

❖ **Loi de dégression de charge :**

D'après le règlement **DTR.BC.2.2**, la loi de dégression de charges s'applique au bâtiment de grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux n'' pour tenir compte de cette loi est cinq.

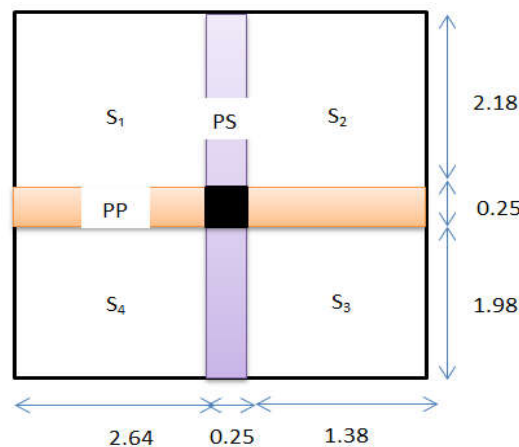
En raison du nombre d'étage qui compose la structure étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

➤ **Décence de charges :**

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

❖ **Localisation du poteau le plus sollicité :** elle est représentée dans la figure ci-dessous :



**Figure II.8 :** Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

**1. surface d'influence :**

- **Surface brute :**

$S_b = 18.83m^2$

- **surface nette :**

$S_n = 16.72 m^2.$

**2. poids propre des éléments :**

- poids propre des poutres  $G = \rho \times S \times L$

- poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0.4 \times 0.3)(2.18 + 1.98) \times 25 = \mathbf{12.48 \text{ KN.}}$$

- poutres principales:

$$G_{pp} = (0.4 \times 0.3)(2.64 + 1.38) \times 25 = \mathbf{12,06 \text{ KN.}}$$

Donc le poids total des poutres est  $G_{tot}$  :

$$G_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = \mathbf{24.54 \text{ KN}}$$

- poids propre des poteaux  $G = \rho \times S \times H$

- poteau d'étage courant :

$$G_{petgc} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 2.89 = \mathbf{4.52 \text{ KN.}}$$

- poteau RDC :

$$G_{prdc} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.57 = \mathbf{5.58 \text{ KN}}$$

- poteau sous-sol :

$$G_{pss} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 = \mathbf{4.78 \text{ KN.}}$$

- poids des planchers  $G = S_n \times G_p$

- plancher terrasse inaccessible :

$$G_p = 16.72 \times 5.46 = \mathbf{91.29 \text{ KN.}}$$

- plancher étage courant :

$$G_{pc} = 16.72 \times 5.72 = \mathbf{95.63 \text{ KN.}}$$

**3. charge d'exploitation :  $Q = S_n \times q$** 

- plancher terrasse inaccessible :

$$q_0 = 16.72 \times 1.00 = \mathbf{16.72 \text{ KN.}}$$

- plancher étage courant :

$$q_1 = 16.72 \times 1.5 = \mathbf{25.08 \text{ KN.}}$$

- plancher RDC :

$$q_9 = 16.72 \times 5 = \mathbf{83.6 \text{ KN.}}$$

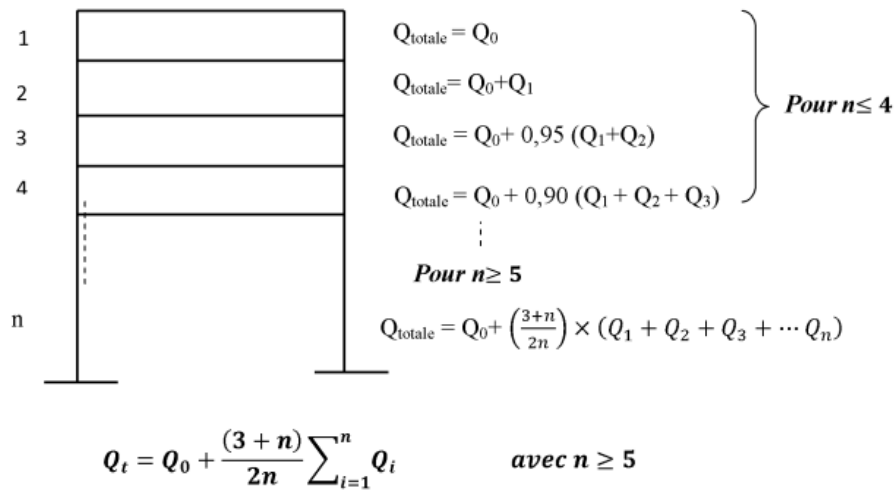
- plancher sous-sols :

$$q_{ss} = 16.72 \times 3.5 = \mathbf{58.52 \text{ KN.}}$$

**❖ Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression (DTR):**

<b>niveau</b>	<b>11</b>	<b>10</b>	<b>9</b>	<b>7</b>	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>RDC</b>	<b>1</b>
<b>coefficient</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0.95</b>	<b>0.9</b>	<b>0.85</b>	<b>0.8</b>	<b>0.75</b>	<b>0.71</b>	<b>0.69</b>	<b>0.67</b>

**Tableau II.8 :** Les coefficients des surcharges d'exploitation par niveaux.



**Figure II.9:** Dégression verticale des surcharges d'exploitations.

**Niveau 10:**  $Q_0 = q_0$

**Niveau 9:**  $Q_1 = Q_0 + q_1$

**Niveau 8 :**  $Q_2 = Q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$

**Niveau 7 :**  $Q_3 = Q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$

**Niveau 6 :**  $Q_4 = Q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$

**Niveau 05 :**  $Q_5 = Q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$

**Niveau 04:**  $Q_6 = Q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$

**Niveau 03 :**  $Q_7 = Q_0 + 0,71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$

**RDC :**  $Q_8 = Q_0 + 0,69 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$

**Niveau 01:**  $Q_9 = Q_0 + 0,67 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9)$

❖ **Application numérique :**

$Q_0 = 16.72 \text{ KN.}$

$Q_1 = 41.8 \text{ KN.}$

$Q_2 = 64.37 \text{ KN.}$

$Q_3 = 84.44 \text{ KN.}$

$Q_4 = 101.99 \text{ KN.}$

$Q_5 = 117.04 \text{ KN.}$

$Q_6 = 129.58 \text{ KN.}$

$Q_7 = 141.37 \text{ KN.}$

$Q_8 = 195.54 \text{ KN.}$

$Q_9 = 229.57 \text{ KN.}$

NIV	charge permanente G KN					surcharge d'exploitation Q KN		effort normal N <sub>s</sub> KN	section du poteau cm <sup>2</sup>	
	planchers	poutres	poteaux	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q <sub>plancher</sub>	Q <sub>cum</sub>	N <sub>s</sub> = G <sub>cum</sub> +Q <sub>cum</sub>	$\frac{S_{trouvée}}{0.6 \times f_{c28}} = \frac{N_s}{N_s/1.5}$	S <sub>adoptée</sub>
10	<b>57.22</b>	24.54	4.52	86.28	<b>86.28</b>	10.48	<b>16.72</b>	<b>103</b>	68.67	<b>(40×40)</b>
9	<b>59.95</b>	24.54	4.52	89.01	<b>175.29</b>	15.72	<b>41.8</b>	<b>217.09</b>	144.73	<b>(40×40)</b>
8	<b>59.95</b>	24.54	4.52	89.01	<b>264.3</b>	15.72	<b>64.37</b>	<b>328.67</b>	219.11	<b>(40×40)</b>
7	<b>59.95</b>	24.54	4.52	89.01	<b>353.31</b>	15.72	<b>84.44</b>	<b>437.75</b>	291.83	<b>(45×45)</b>
6	<b>59.95</b>	24.54	4.52	89.01	<b>442.32</b>	15.72	<b>101.99</b>	<b>544.31</b>	362.87	<b>(45×45)</b>
5	<b>59.95</b>	24.54	4.52	89.01	<b>531.33</b>	15.72	<b>117.04</b>	<b>648.37</b>	432.25	<b>(45×45)</b>
4	<b>59.95</b>	24.54	4.52	89.01	<b>620.34</b>	15.72	<b>129.58</b>	<b>749.92</b>	499.95	<b>(45×45)</b>
3	<b>59.95</b>	24.54	4.52	89.01	<b>709.35</b>	15.72	<b>141.37</b>	<b>850.72</b>	567.15	<b>(50×50)</b>
RDC	<b>59.95</b>	24.54	5.58	90.07	<b>799.42</b>	52.4	<b>229.57</b>	<b>1028.99</b>	685.99	<b>(50×50)</b>
1	<b>59.95</b>	24.54	4.78	89.27	<b>888.69</b>	36.68	<b>195.54</b>	<b>1084.23</b>	722.82	<b>(50×50)</b>

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charge.

➤ **Vérification des règles de RPA 99 /2003 :**

Section de Poteau [cm <sup>2</sup> ]	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
50×50	Min (b,h)≥ 25cm.	Min (b,h)=50> 25 cm	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥ he/20	50> 289/20 =14.45cm	Condition vérifiée
		50 > 357/20 =17.85cm	
		50> 306/20 =15.3cm	
1/4≤b/h≤4.	1/4 ≤ 50/50=1 ≤ 4.	Condition vérifiée	
45×45	Min (b,h)≥ 25cm.	Min (b,h)= 45> 25 cm	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥ he/20	45> 289/20 =14.45cm	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4.	1/4 ≤ 45/45=1 ≤ 4.	Condition vérifiée
40×40	Min (b,h)≥ 25cm.	Min (b,h)= 40> 25 cm	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥ he/20	40> 289/20 =14.45cm	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4.	1/4 ≤ 40/40=1 ≤ 4.	Condition vérifiée

**Tableau II.10 :** Vérification des conditions de RPA 2003.

➤ **vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élançés suite à l’influence défavorable des sollicitations. Pour qu’il n’y ait pas de flambement, il faut que l’élançement soit tel que :  $\lambda = l_f / i \leq 50$

**Avec :**

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement.

**l<sub>f</sub> = 0.7 L<sub>0</sub>**, tel que L<sub>0</sub> : portée réelle du poteau (hauteur libre).

**i** = rayon de giration. **Avec**  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

**I**: moment d’inertie du poteau. Avec :  $I = bh^3/12$

**B**: section transversal du poteau. Avec :  $B = bh$

$$\lambda = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}} \cdot \frac{1}{bh}} = 0.7 \frac{L_0}{h} \cdot \sqrt{12}$$

section de poteau cm <sup>2</sup>	50×50			45×45	40×40
longueur L <sub>0</sub> cm	286	337	269	269	269
élançement λ	<b>13.87</b>	<b>16.34</b>	<b>13.04</b>	<b>14.49</b>	<b>16.30</b>
<b>λ &lt; 50 condition vérifiée</b>					

**Tableau II.11 :** Valeurs des élançements de chaque poteau.

**❖ conclusion :**

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

**Conclusion du 2<sup>ème</sup> chapitre :**

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles, lois des documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- **Pour les planchers en corps creux:  $h_{tp} = 20\text{cm}$**
- **pour les planchers dalle pleine :  $h_t = 15\text{cm}$**
- **Les poutres principales:  $(40 \times 30)\text{ cm}^2$ .**
- **Les poutres secondaires:  $(40 \times 30)\text{ cm}^2$ .**
- **la poutre noyée :  $(20 \times 20)\text{ cm}^2$ .**
- **L'épaisseur adoptée pour les voiles est 20 cm.**
- **poteau sous-sol, RDC, 1<sup>er</sup> étage  $(50 \times 50)\text{ cm}^2$ .**
- **Poteau 2<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage  $(45 \times 45)\text{ cm}^2$ .**
- **Poteau 6<sup>ème</sup> étage au 8<sup>ème</sup> étage  $(40 \times 40)\text{ cm}^2$ .**

## Chapitre III : calcul des éléments

### I.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99 en respectant le règlement parasismique **RPA99**.

#### 1. Calcul des planchers :

On considère le plancher le plus sollicité

##### ➤ Plancher RDC :

Ils sont constitués :

- De poutrelle préfabriquée de section en **Té**, qui sont disposées suivant la petite portée, distante de 65cm entre axes et assure la fonction de portance.
- De corps creux qui est utilisé comme coffrage perdue et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

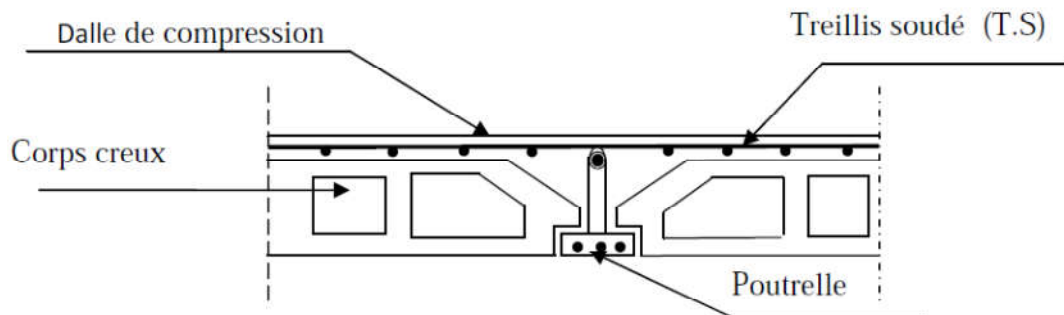


Figure III.1: Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

#### 2. la dalle de compression :

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs données par le (BAEL 91 /Art B.6.8.423) qui sont :

- 20 m pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} \quad \text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} L: \text{Distance entre axes des poutrelles (50cm} \leq L \leq 80\text{cm) on prend (L = 60cm).} \\ f_e : \text{Limite d'élasticité en MPa.} \end{array} \right.$$

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 60}{5 \cdot 20} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Soit : } A_{\perp} = 6\text{Ø6} = 1,7\text{cm}^2/\text{ml, avec un espacement de 15 cm.}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,850 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } A_{//} = 6\text{Ø6} = 1,7\text{cm}^2/\text{ml avec un espacement de 15 cm.}$$

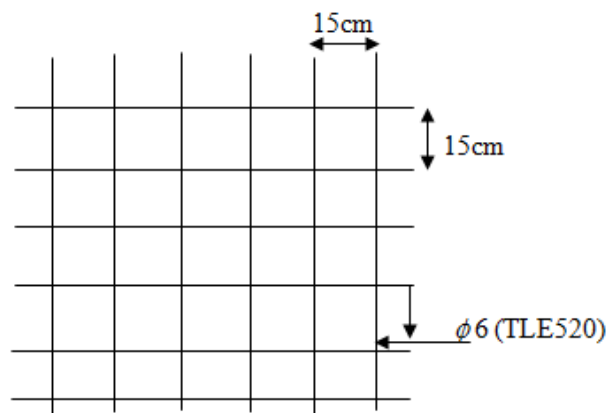


Figure III.2: Treillis soudées de 15 x15 cm.

❖ **Conclusion :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (6x 6x 150x150) mm<sup>2</sup>.

**3. Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicités par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives. Comme la montre la figure ci-dessous:

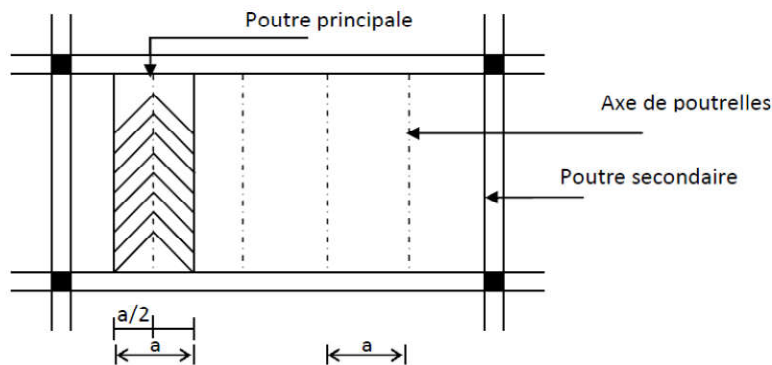


Figure III.3 : surface revenant aux poutrelles.

Le calcul de la poutrelle se fait à deux étapes :

**a. Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à  $0.95\text{KN} / \text{m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier.

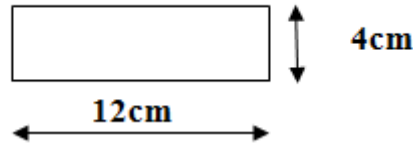


Figure III.4: schéma statique de la poutrelle.

- **Poids propre de la poutrelle :**  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{KN} / \text{ml}$
- **Poids du corps creux :**  $G_2 = 0.95 \times 0.60 = 0.57\text{KN} / \text{ml}$

Avec :  $l = 60\text{cm}$ : largeur de l'hourdis

- $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.57 = 0.69\text{KN} / \text{ml}$
- **Surcharge due à l'ouvrier :**  $Q = 1\text{KN} / \text{ml}$ .

**A. calcul à L'ELU:**

**1. Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 2.5\text{KN} / \text{ml}$$

- **Le moment en travée :**

Le moment en travée est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3^2}{8} = 2.81\text{KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3}{2} = 3.75 \text{ KN.}$$

**2. Ferrailage:**

Les armatures sont données par la formule suivante :

$$\mu_b = \left( \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \right).$$

Avec :

- $\mu_b$ : moment réduit.
- $M_0$ : moment max en travée.
- $b$ : largeur de la section.
- $d$ : hauteur utile, avec  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$  (l'enrobage  $c = 2\text{cm}$  :).
- $f_{bc}$ : contrainte du béton à la compression ; avec :  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$$\mu = \left( \frac{2.81 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} \right) = 4.12 > 0,392$$



Section doublement armée.

❖ **Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc}$ ) ne soient pas nécessaires.

**b. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui, qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

Dans notre cas le plancher le plus sollicité c'est le plancher à usage commercial. Pour ce lui la nous calculerons la file la plus défavorable (Celle à cinq travées).

**A. dimensionnement de la poutrelle :**

La largeur  $b_1$  de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après:

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L' - b_0}{2}, \frac{2 \times L}{3 \times 2} \right\}$$

Avec :

- L : longueur libre entre nus d'appuis (300 cm)
- L' : longueur libre entre axes des poutrelles (60 cm).
- $b_0$  : largeur de la poutrelle (12cm).
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression. (5cm).

$$b_1 = \min \left\{ \frac{300}{10}, \frac{60 - 12}{2}, \frac{2 \times 300}{3 \times 2} \right\} = \min \{30, 24, 100\} = 26.5 \text{ cm}$$

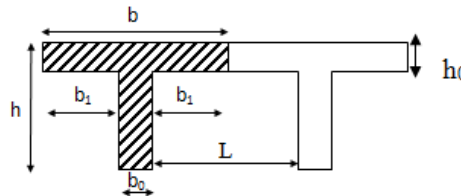


Figure III.5 : La section en T

**B. Charges permanentes et les charges d'exploitations :**

- Poids propre du plancher RDC..... $G = 5.72 \times 0.6 = 3.43 \text{ KN/ml}$ .
- charge d'exploitation du plancher RDC..... $Q = 5 \times 0.6 = 3 \text{ KN/ml}$ .

➤ **combinaison de charges :**

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.13 \text{ KN/ml}$$

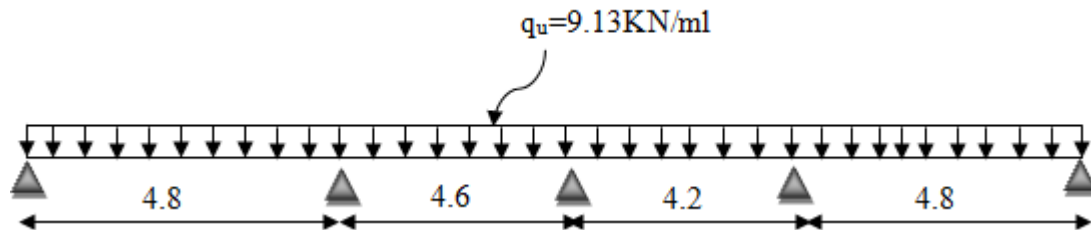
$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q = 6.43 \text{ KN/ml}$$

**C. Choix de la méthode de calcul :**

D'après le BAEL (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

**NB:** La poutrelle qui sera étudiée est celle de la file intermédiaire avec 4 travées, c'est le cas le plus défavorable.



**Figure III.6 :** Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis.

### 1. vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

- ❖ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ml

$$Q = 3 \leq \max\{2G; 5 \text{ kN/ml}\} = 7.44 \text{ kN/ml}$$

**la condition est vérifiée.**

- ❖ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

**La condition est vérifiée.**

- ❖ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.8}{4.6} = 1.04$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.2}{4.8} = 0.875$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4.6}{4.2} = 1.09$$

**Condition vérifiée.**

- ❖ La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

### 2. Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment «  $M_0$  » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

### 3. Exposé de la méthode :

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants:

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

$$2) \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour la travée intermédiaire.}$$

$$3) \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour la travée de rive.}$$

**Avec :**

$M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

$M_0 = \frac{q l^2}{8}$  ; dont « l » la longueur entre nus d'appuis.

$M_w$  et  $M_e$  : moments avec valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

$M_t$  : moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.  
 $\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation Q a la somme des charges permanente G et charge d'exploitation Q.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- **0.6  $M_0$**  pour une poutre a deux travées.
- **0.5  $M_0$**  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4  $M_0$**  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- **0.3 $M_0$**  pour les appuis de rive semi encastrés

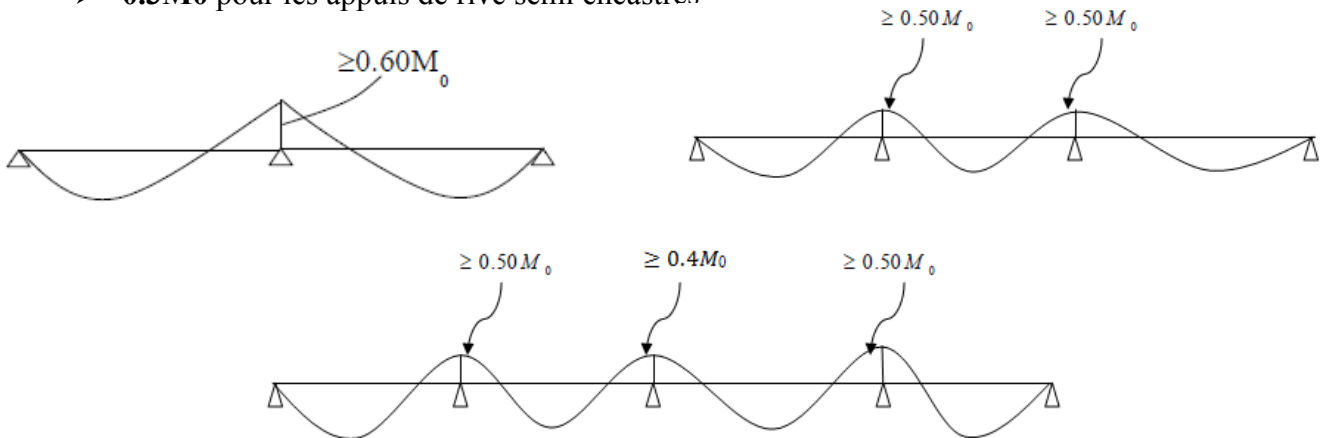


Figure III.7: diagramme des moments fléchissant d'une poutre continue.

**D. Application de la méthode forfaitaire :**

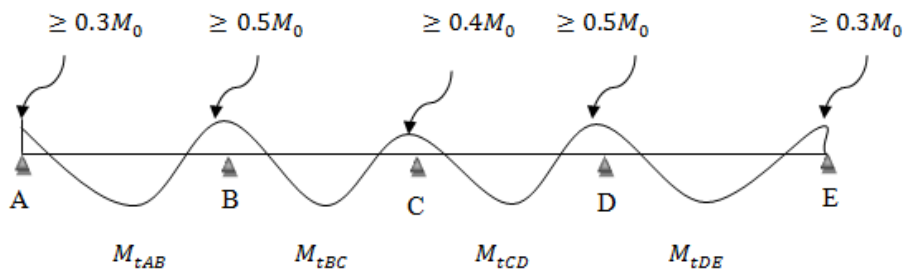


Figure III.8: diagramme des moments fléchissant de la poutre continue à étudier.

- **calcul des coefficients :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3}{3.43+3} = 0.46$$

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

**Condition vérifiée.**

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.46 = 1.14$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.14}{2} = 0.57$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.46}{2} = 0.67$$

## 1. Calcul à l'ELU

a. calcul des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  :

$$M_{01} = M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.13 \times 4.8^2}{8} = 26.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.13 \times 4.6^2}{8} = 24.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.13 \times 4.2^2}{8} = 20.10 \text{ KN.m}$$

## b. calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_E = 0.3M_{01} = 7.86 \text{ KN.m} ; \quad M_B = 0.5M_{01} = 13.1 \text{ N.m}$$

$$M_C = 0.4M_{02} = 9.64 \text{ KN.m} \quad M_D = 0.5M_{04} = 13.1 \text{ KN.m}$$

## c. calcul des moments en travée :

## ➤ travée AB (travée de rive):

$$M_{tAB} \geq \max \{1.05; 1.14\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$\text{Donc } M_{tAB} = 19.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq 0.67M_{01}$$

## ➤ travée BC (travée intermédiaire):

$$M_{tBC} \geq \max \{1.05; 1.14\} M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$\text{Donc } M_{tBC} = 16.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq 0.57M_{02}$$

## ➤ travée CD (travée intermédiaire):

$$M_{tCD} = 11.51 \text{ KN.m}$$

## ➤ travée DE (travée de rive):

$$M_{tDE} = 19.30 \text{ KN.m}$$

## d. calcul des efforts tranchants :

Soient  $T_e$  et  $T_w$  les efforts tranchants à droite et à gauche de l'appui:

$$T_e = \frac{M_e - M_w - \frac{q_u L}{2}}{L} ; \quad T_w = \frac{M_e - M_w + \frac{q_u L}{2}}{L}$$

travée	A-B (4.8m)	B-C (4.6m)	C-D (4.2m)	D-E (4.8m)
$M_w$ (KN.m)	-7.86	-13.1	-9.64	-13.1
$M_e$ (KN.m)	-13.1	-9.64	-13.1	-7.86
$T_w$ (KN)	23	20.25	20	20.82
$T_e$ (KN)	-20.82	-21.75	-18.35	-23
$M_t$ (KN.m)	19.30	16.04	11.51	19.30

Tableau III.1 : valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchant.

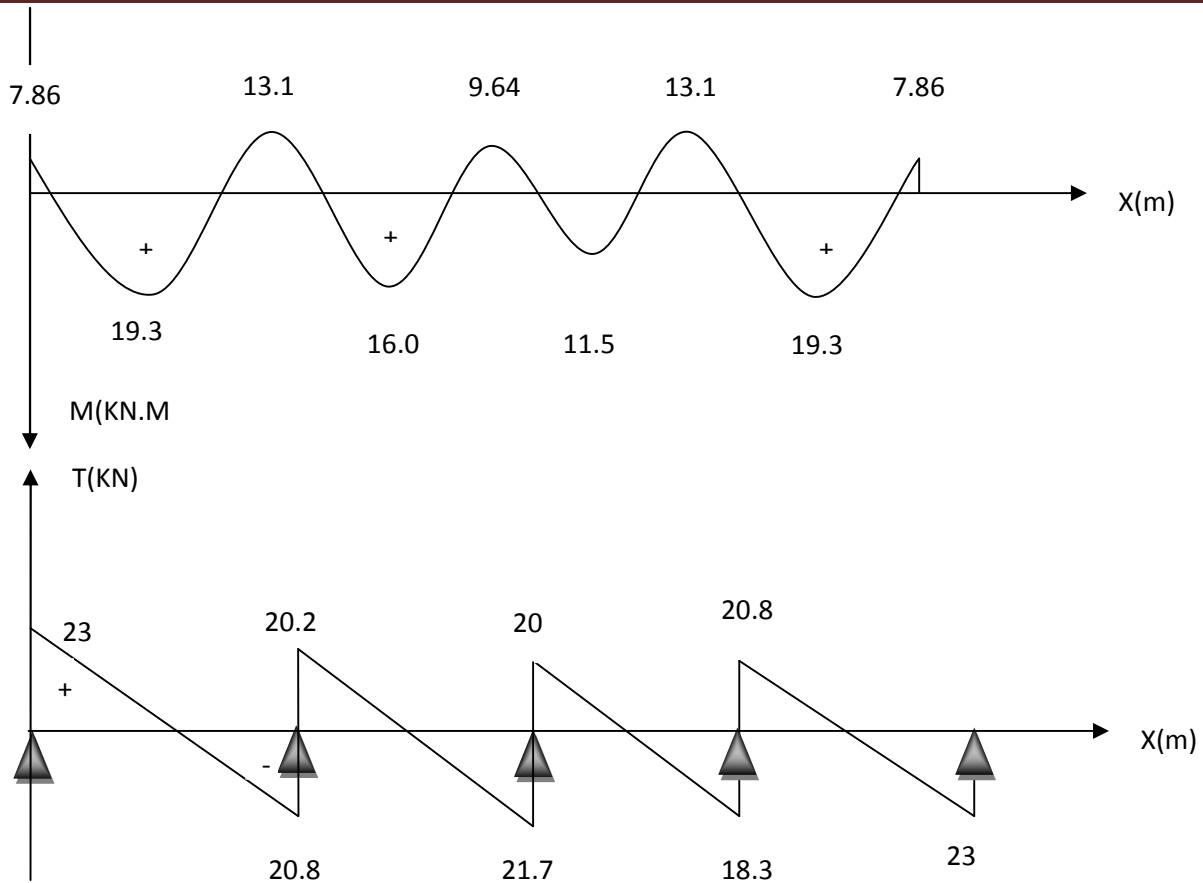


Figure III.9: diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

### e. ferrailage :

Le ferrailage se fera on considérant les moments max en travée et en appuis:

- En travée:  $M_{tmax} = 19.3 \text{ KN.m}$
- En appuis:  $M_{apmax} = 13.1 \text{ KN.m}$

### i. ferrailage en travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la dalle de compression  $M_0$  :

$$M_0 = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bc} \quad \text{AN : } M_0 = 0.6 \times 0.04 \left( 0.17 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 51.12 \text{ KN.m}$$

On remarque que  $M_0 > M_{tmax}$  l'axe neutre se situ dans la table de compression, la section en T à calculer sera donc considéré comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_b = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.3 \times 10^6}{600 \times 170^2 \times 14.2} = 0.078 < 0.392 \quad \text{la section est simplement armée. } \beta = 0.959$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{19.3 \times 10^3}{0.959 \times 17 \times 348} = 3.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

### ii. ferrailage aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervienne pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_{apmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.1 \times 10^6}{120 \times 170^2 \times 14.2} = 0.266 < 0.392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

Par interpolation:  $\beta = 0.842$   $A_{st} = \frac{M_{apmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.1 \times 10^3}{0.842 \times 17 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2$  **Soit 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

### j. vérification à l'ELU :

#### ❖ condition de non fragilité (art A.4.2/BAEL91):

La section des armatures longitudinales doit vérifiée la condition suivante :

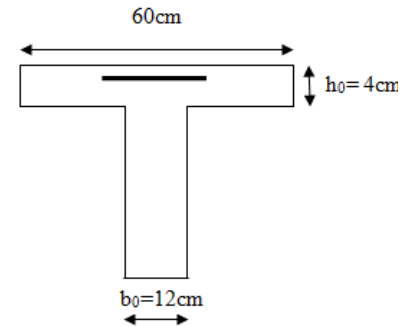
**En travée :**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 600 \times 170 \times 2.1}{400} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**



**Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 120 \times 170 \times 2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.25 \text{ cm}^2$$

**Condition**

**vérifiée**

#### ❖ vérification de la contrainte tangentielle:

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec} \quad V_{u \max} = 23 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{23 \times 10^3}{120 \times 170} = 1.13 \text{ MPa} \quad \tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sum U_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \sum U_i = 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm} = 113.04 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{23 \times 10^3}{0.9 \times 17 \times 113.04} = 1.32 \text{ MPa.} \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ longueur de scellement droit (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé a la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 50 \text{ cm. les règles de BAEL91 admettent que}$$

l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers HA : donc  $L_c = 20 \text{ cm}$

## 2. calcul a l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées le BAEL (Art A.6.5.1) précise la multiplication des résultats calculés du calcul a l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$  nous les valeurs des efforts internes a l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.43}{9.13} = 0.7 \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_{t\max} = 0.7 \times 19.3 = 13.51 \text{ KN.m} \\ M_{a\max} = 0.7 \times (-13.1) = -9.17 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 0.7 \times 23 = 16.1 \text{ KN} \end{cases}$$

### ➤ Vérifications à l'ELS :

#### a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

#### b. État limite de résistance à la compression du béton :

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$

- **En travée :** la section d'armature adoptée à l'ELU est :  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{60 \times 17} = 0.333 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.910 \quad \longrightarrow \quad \alpha_1 = 0.270 \quad k_1 = 40.56$$

La contrainte dans les aciers est :  $\sigma_s = \frac{M_{t\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{13.51 \times 10^6}{0.910 \times 170 \times 339} = 257.61 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$  **condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton est :  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 6.35 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$  **condition vérifiée.**

- **Aux appuis :** la section d'armature adoptée à l'ELU est :  $A_s = 1.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 17} = 1.66 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.8335 \quad \longrightarrow \quad \alpha_1 = 0.4995 \quad k_1 = 15.03$$

La contrainte dans les aciers est :  $\sigma_s = \frac{M_{a\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{9.17 \times 10^6}{0.8335 \times 170 \times 339} = 190.90 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$

**Condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton est :  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 12.70 < 15 \text{ MPa}$  **condition vérifiée.**

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

#### c. Vérification de la flèche :

D'après le (Art B.6.8.424/ BAEL 91), lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0.042 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.042 \leq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{13.51}{15 \times 18.34} = 0.049$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 17} = 0.016 \geq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$$

La 3<sup>eme</sup> condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier la condition suivante :  $f = \frac{M_t^s L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec :  $\bar{f}$  la flèche admissible.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation déferée.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \quad \text{Inertie fictive pour les charges de longue durée}$$

$I_0$  Moment d'énergie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

❖ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA_s = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (60 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 482.85 \text{ cm}^2$$

❖ calcul d' $Y_1$  et  $Y$  :

• moment statique de la section homogénéisée

par rapport a  $xx$  « S/xx »:

$$S / xx = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d = 3648.45 \text{ cm}^3$$

$$\begin{cases} Y_1 = \frac{S / xx}{B_0} = \frac{3648.45}{482.85} = 7.55 \text{ cm} \\ Y = h - Y_1 = 20 - 7.55 = 12.45 \text{ cm} \end{cases}$$

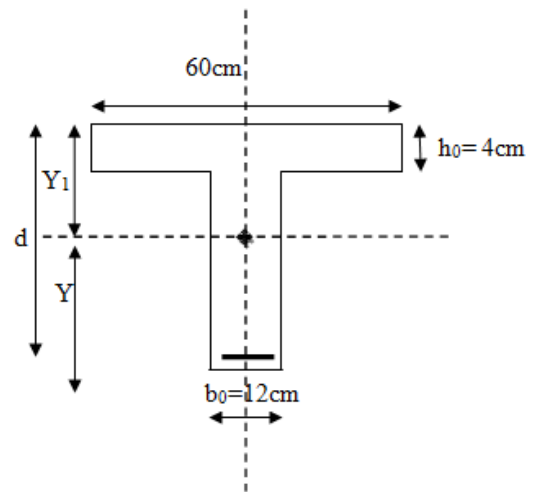


Figure III.10 : La section homogénéisée.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_s (Y - c)^2 = 31748.51 \text{ cm}^4$$

❖ calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 1.009$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right) = 0.80$$

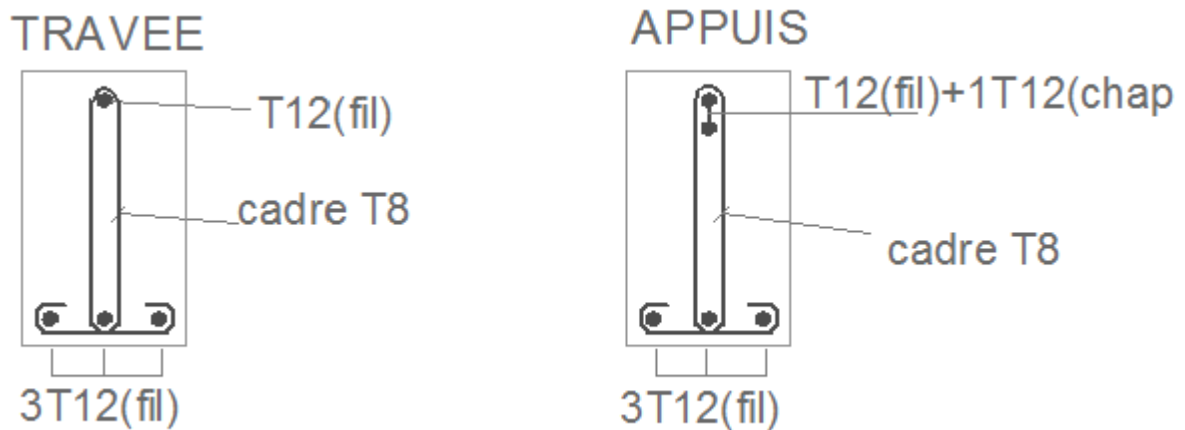
$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = 19324.57 \text{ cm}^4 \quad f = \frac{M_t^s L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 1.48 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 9.6 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du plancher RDC, étage courant et sous sol seront ferrillées comme suit :

**En travée: soit 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis: soit 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**



**Figure III.11 :** ferrailage de la poutrelle.

### III.2. Calcul de l'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et un effort latéral  $Q$  dû à la main courante qui engendre un moment  $M$  dans la section d'encastrement.

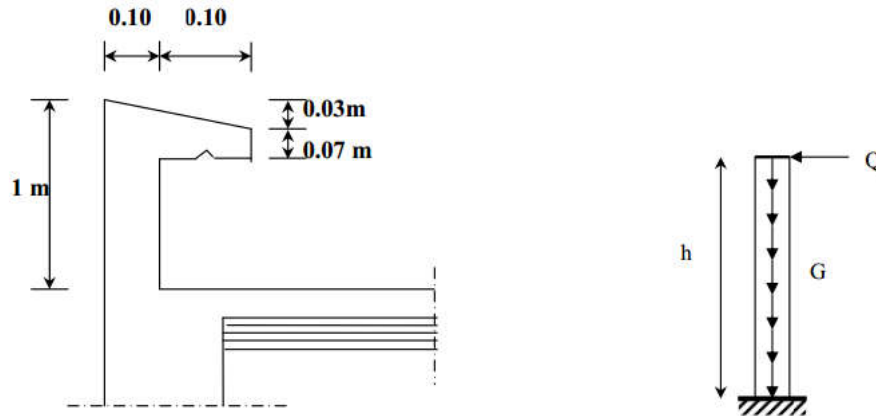


Figure III.12 : Coupe verticale de l'acrotère.

#### III.2.1. Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère :  $G$

$$G = \rho_b \times S \quad \text{Avec} \begin{cases} \rho_b : \text{masse volumique du béton.} \\ S : \text{section longitudinale de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2)] \times 25 = 1.71 \text{ [KN/ml]}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$ .
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$ .
- Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN.m}$

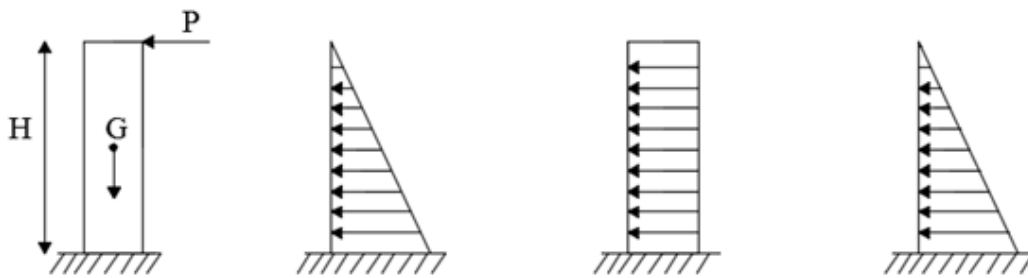


Figure III.13 : Diagrammes des efforts internes.

#### III.2.2. Combinaisons de charges :

##### 1. Etat limite ultime:

La combinaison de charge à considérer est :  $1.35G + 1.5Q$

##### a. Effort normal de compression:

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1.71 = 2.3085 \text{ KN}$$

##### b. Effort tranchant:

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

**b. Moment fléchissant:**

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

**2. Etat limite de service:**

La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

**a. Effort normal de compression:**

$$N_s = N = 2.3085 \text{ KN}$$

**b. Effort tranchant:**

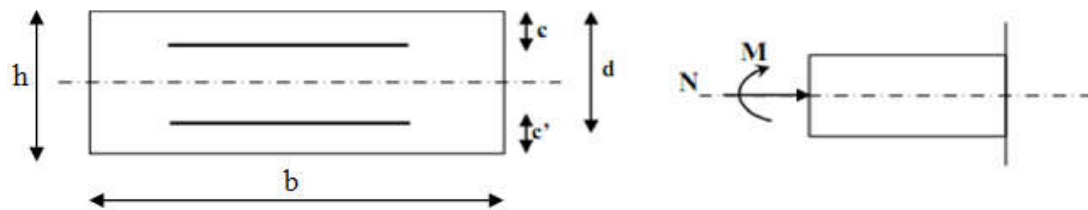
$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

**c. Moment fléchissant:**

$$M_s = M = 0,6 \text{ KN.m}$$

**III.2.3. Ferrailage de l'acrotère :**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « $N$ » et un moment de renversement « $M$ ».



**Figure III.14:** schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

**h** : Epaisseur de la section : 10 cm

**c et c'** : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton  $c = c' = 3$  cm

**d** =  $h - c$  : Hauteur utile : 7 cm

**M** : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

**III.2.4. Calcul a l'ELU :****➤ Position du centre de pression  $c_p$ :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,3085} = 0,389 \text{ m.}$$

$$c_p = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad c_p = 0,02 \text{ m.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et comme  $N_u$  est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$  puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

**➤ Calcul des armatures en flexion simple :****• moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec :} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0,389 + \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,409 \text{ m.}$$

$$M_f = 2.3085 \times 0,409 = \mathbf{0,94 \text{ KN.m}}$$

- **moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,94 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,9935$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,94 \times 10^6}{0,9935 \times 70 \times 348} = 38,84 \text{ mm}^2 \longrightarrow \mathbf{A_f = 0.40 \text{ cm}^2}$$

### ➤ Calcul des armatures réelles en flexion composée : A

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 38,84 - \frac{2,3085 \times 10^3}{348} = 32,21 \text{ mm}^2 \longrightarrow \mathbf{A = 0.30 \text{ cm}^2}$$

Puisque l'effort du séisme est réversible, on doit mettre ces armatures sur les deux faces de l'acrotère.

### A. Vérification des résultats à l'ELS :

#### ➤ la condition de non fragilité :

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion si elle partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right] b d \quad \text{Avec: } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,3085} = \mathbf{0,26 \text{ m}}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \left[ \frac{260 - (0,455 \times 70)}{260 - (0,185 \times 70)} \right] 1000 \times 70 = 78,06 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

$$\mathbf{A = 0.30 \text{ cm}^2} < \mathbf{A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2} \quad \mathbf{A < A_{\min}}$$

### ❖ Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

- ✓ **armatures principales :**

$$\mathbf{A_{St} = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 / \text{ml. Soit } 5T8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec : } e = 100/5 = 20 \text{ cm}}$$

- ✓ **armatures de répartitions :**

$$\mathbf{A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec : } e = 100/4 = 25 \text{ cm}}$$

### B. Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art A5.1.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} = \frac{1,5}{1000 \times 70} \times 10^3 = \mathbf{0.021 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**C. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :**

Pour connaître le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} & \text{Et } \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} \\ \text{Acier haut adhérence } \psi_s = 1,5 & \longrightarrow \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa.}} \\ \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 8 = \mathbf{125,6 \text{ mm.}} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = \mathbf{0,189 \text{ MPa.}}$$

$\tau_{se} = \mathbf{0,189 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$  : la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres  $\longrightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**D. Encrage des barres (Art. A.6.1,21/ BAEL91) :**

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec : } \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} = 25,4 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } L_s = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

**E. Espacement des barres (Art.8.2,42/BAEL91) :**

Armatures principales :  $e = \mathbf{20 \text{ cm}} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm.}}$  **Condition vérifiée**

Armature de répartition:  $e = \mathbf{25 \text{ cm}} < \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = \mathbf{40 \text{ cm}}$  **Condition vérifiée**

**III.2.5. Etude à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit calculer les sections d'acier car on risque d'obtenir une section plus importante que celle calculée à l'ELU. Les vérifications à effectuer portent sur :

- un état limite de compression du béton (A.4.5, 2).
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5, 3.).

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \\ \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

❖ La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Les aciers  $\left\{ \begin{array}{l} HA : \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ f_e E 400 \end{array} \right.$  avec:  $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{ 266.7 ; 201.63 \} \text{ MPa.}$$

Donc  $\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$

Calcul de  $\sigma_{st}$  :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$  ; avec:  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de  $\beta_1$  :  $\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$

$$\rho = 0.29 \implies \beta_1 = 0.914 \implies K_1 = 43.478 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0.023.$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 46.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0.023 \times 46.66 = 1.07 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Condition vérifiée

❖ Conclusion :

Donc on va ferrailer avec la section minimale car c'est la plus défavorable.

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : 5 HA 8 = 2.51 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 20 cm.
- Armatures de répartition : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 25cm.

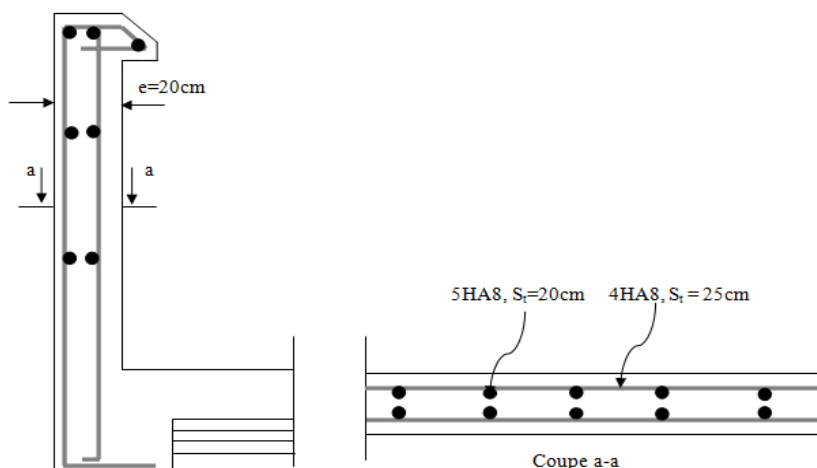


Figure III.15: Ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Calcul des escaliers :

Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers qui mène du rez-de-chaussée jusqu'au dernier niveau.

#### III.3.1. Terminologie et définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

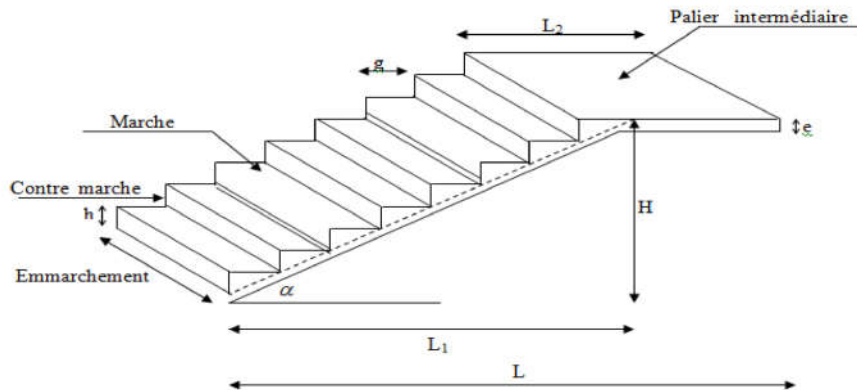


Figure III.16 terminologie de l'escalier.

- $g$  : giron (largeur des marches)
- $h$  : Hauteur des marches
- $E$  : Emmarchement
- $H$  : hauteur de la volée
- $e_p$  : Épaisseur de la paillasse et du palier
- $L_1$  : longueur projetée de la volée.
- $L_2$  : longueur du palier d'arrivée

#### III.3.2 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer:

- ✓ Le nombre des marches ( $n$ ).
- ✓ La hauteur de la marche ( $h$ ), le giron ( $g$ ).
- ✓ L'épaisseur de la paillasse ( $e$ ).

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**. Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm.} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm.} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches ( $n$ ) est égal à :  $n = \frac{Ht}{h}$

Le nombre de giron est pris alors :  $m = n - 1$ .

##### III.3.2.1 Calcul de l'escalier de l'étage courant et le sous sol :

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

- ❖ Calcul de  $n$ ,  $h$  et  $g$  :

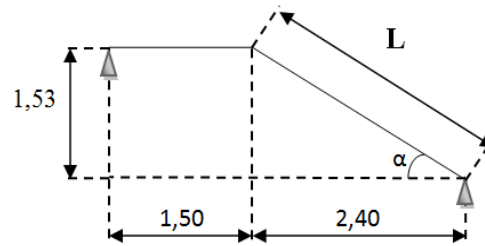


Figure III.17 : schéma statique d'escalier d'étage courant et le sous sol.

- ✓ Le nombre de contremarches « n » :

On pose :  $h=17\text{cm}$ .

$$n = \frac{Ht}{h} = \frac{153}{17} = 9. \quad n=9 \text{ contremarches.}$$

- ✓ Le nombre de marches « m » :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8. \quad m = 8 \text{ marches.}$$

- ✓ Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm.} \quad g = 30\text{cm.}$$

#### ❖ Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

#### ❖ Pré dimensionnement de la paillasse et le palier :

Le pré-dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier.

Epaisseur de la paillasse et du palier elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec} \quad L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2 ; \quad \tan \alpha = \frac{H}{L_1} .$$

$$\tan \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,64. \quad \alpha = 32,52^\circ.$$

$$L_0 = \frac{2,40}{\cos 32,52} + 1,50 = 4,35\text{m.} \quad L_0 = 4,35\text{m.}$$

$$\text{D'où :} \quad \frac{435}{30} \leq e_p \leq \frac{435}{20} \quad 14,5\text{cm} \leq e_p \leq 21,75\text{cm} \quad \text{Soit : } e_p = 20\text{cm.}$$

### III.3.2.2 Calcul de l'escalier du RDC:

- ❖ Calcul de n, h et g :

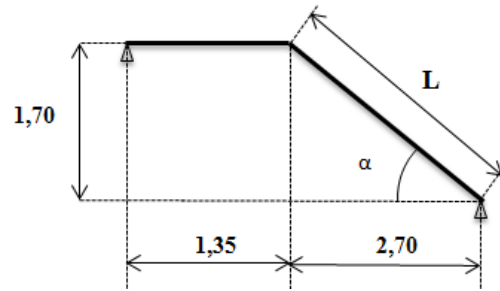


Figure III.18 : schéma statique d'escalier du RDC.

✓ Le nombre de contremarches « n » :

On pose :  $h=17\text{cm}$        $n = \frac{Ht}{h} = \frac{170}{17} = 10$        $n = 10$  contre marches.

✓ Le nombre de marches « m » :

$m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ .       $m = 9$  marches.

✓ Le giron g :

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\text{cm}$ .       $g = 30\text{cm}$ .

❖ Vérification de la loi de BLONDEL :

$60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$ .

$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{ cm}$ .

$60\text{ cm} \leq 2h + g = 64\text{ cm} \leq 66\text{cm}$ .

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

❖ Pré dimensionnement de la paillasse et le palier :

Le pré-dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier.

Epaisseur de la paillasse et du palier elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec} \quad L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2 ; \quad \tan \alpha = \frac{H}{L_1} .$$

$\tan \alpha = \frac{1,70}{2,70} = 0,629$ .       $\alpha = 32,19^\circ$ .

$L_0 = \frac{2,70}{\cos 32,19} + 1,35 = 4,54\text{ m}$        $L_0 = 4,54\text{m}$ .

D'où :  $\frac{454}{30} \leq e_p \leq \frac{454}{20}$        $15,13\text{cm} \leq e_p \leq 22,7\text{cm}$       Soit :  $e_p = 20\text{cm}$

**Remarque :**

Il suffit d'étudier l'escalier dont la portée est plus grande, c'est le cas pour l'escalier qui mène du RDC vers les niveaux supérieurs, et en fin on généralise sur l'autre escalier.

**III.3.3 Détermination des charges et des surcharges :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale L.

Avec :  $L = 2,70 + 1,35 = 4,05\text{m}$ .

✓ **Les charges permanentes :**

- **Le palier :**

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	$20 \times 0,20 = 4$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) ( $0,54 + 0,44 + 0,44 + 0,20$ )	1.62
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G_1 = 5,62</math></b>

**Tableau III.2 :** Charge permanente totale du palier.

- **La volée :**

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,20}{\cos \alpha} = 5,91$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	$0,54 + 0,44 + 0,44 + 0,20 = 1,62$
<b>Charge permanente totale</b>	<b><math>G_2 = 9,66</math></b>

**Tableau III.3 :** Charge permanente totale de la volée.

✓ **Les surcharges d'exploitation :**

**Surcharge d'exploitation:** selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation  $Q = 2,5 \text{ KN / m}^2$

### III.3.4 Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :

#### A. Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m.}$$

- **Palier :**  $q_{u1} = (1,35 \times 5,62 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,34 \text{ KN / ml}$ .
- **Volée :**  $q_{u2} = (1,35 \times 9,66 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 16,79 \text{ KN / ml}$ .

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

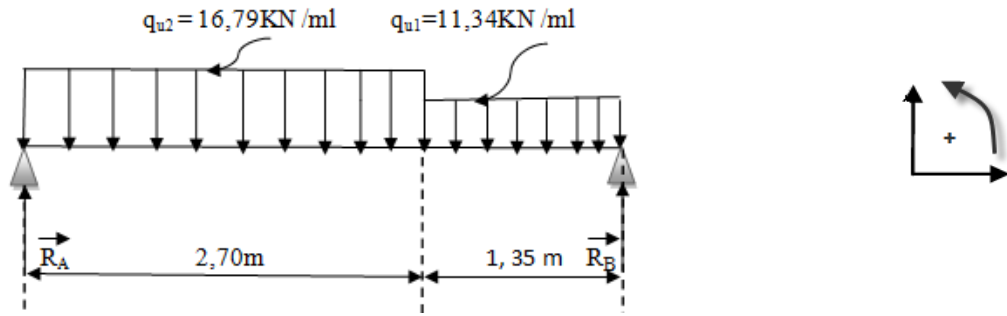


Figure III.19: Schéma statique de calcul (ELU).

**B. Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B = 16,79 \times 2,70 + 11,34 \times 1,35 = 60,64 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 60,64 \text{ KN}$$

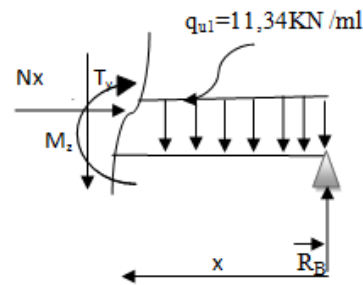
$$\Sigma M / A = 0 \quad \longrightarrow \quad 16,79 \times 2,70 \times \frac{2,70}{2} + 11,34 \times 1,35 \times \left(2,70 + \frac{1,35}{2}\right) - R_B \times 4,05 = 0.$$

$$\text{Donc : } R_B = 27,87 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / B = 0 \quad \longrightarrow \quad 11,34 \times 1,35 \times \frac{1,35}{2}$$

$$+ 16,79 \times 2,70 \times \left(1,35 + \frac{2,70}{2}\right) - R_A \times 4,05 = 0.$$

$$\text{Donc: } R_A = 32,77 \text{ KN.}$$

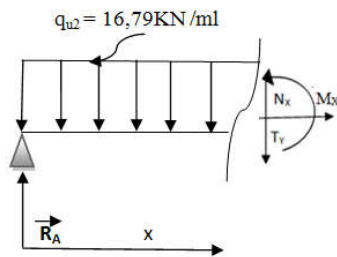


**C. Calcul des efforts internes :**

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,70$

**1. Effort tranchant :**

$$T_y = 32,77 - 16,79x \begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ m} & T_y = 32,77 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=2,70 \text{ m} & T_y = -12,56 \text{ KN.} \end{cases}$$



**2. Moment fléchissant :**

$$M_z = 32,77x - \frac{16,79}{2} x^2 \begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ m} & M_z = 0 \text{ KN.m.} \\ \text{Pour } x=2,70 \text{ m} & M_z = 27,29 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,35$  :

**1. Effort tranchant :**

$$T_y = 11,34x - 27,87 \begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ m} & T_y = -27,87 \text{ KN.} \\ \text{Pour } x=1,35 \text{ m} & T_y = -12,56 \text{ KN.} \end{cases}$$

2. Moment fléchissant :

$$M_z = 27,87x - \frac{11,34}{2}x^2 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0\text{m} \quad M_z = 0\text{KN.m.} \\ \text{Pour } x=1,35\text{m} \quad M_z = 27,29\text{KN.m.} \end{array} \right.$$

❖ Le moment  $M_z^{\max}$  :

$$T_y = 32,77 - 16,79x = 0 \quad \longrightarrow \quad x = \frac{32,77}{16,79} = 1,95\text{m.} \quad \text{D'où : } M_z^{\max} = 31,98 \text{ KN.m.}$$

D. Diagrammes des efforts internes:

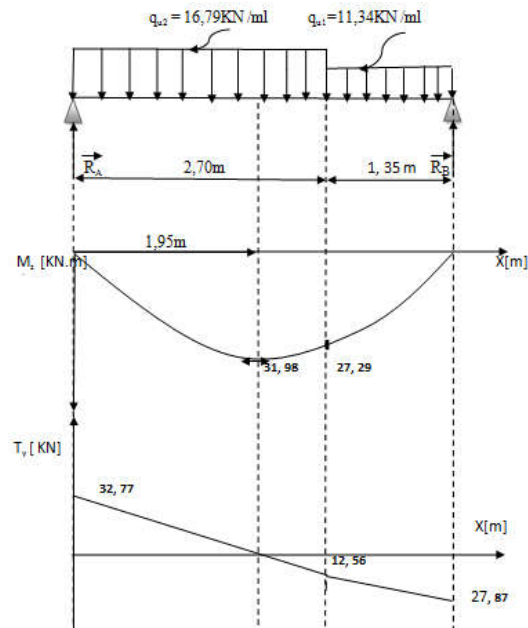


Figure III.20: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

D'où :

$$M_z(\text{appui}) = -0,30M_z^{\max} = -0,30 \times 31,98 = -9,59 \text{ KN.m}$$

$$M_z(\text{travée}) = 0,85M_z^{\max} = 0,85 \times 31,98 = 27,18 \text{ KN.m}$$

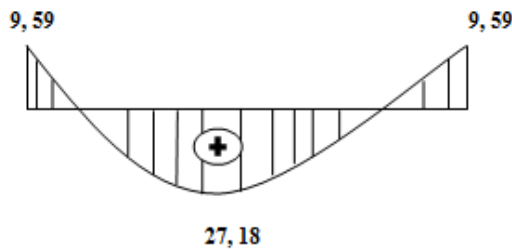


Figure III.21 : Diagrammes des moments fléchissant corrigé.

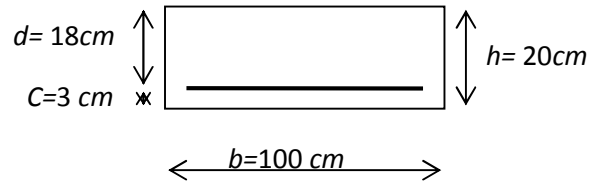
### III.3.5. Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur et 20cm d'épaisseur.

❖ **En travée :**

$$M_t = 27,18 \text{ KN.m} ; h = 20 \text{ cm};$$

$$d = 18 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$



**1 .Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{27,18 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 17^2} = 0,066. \quad \mu = 0,066 < \mu_b = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,066 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,966.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{27,18 \times 10^3}{348 \times 0,966 \times 17} = 4,76 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **6HA114=9,23cm<sup>2</sup>** **soit 1HA14 tout les 15cm.**

**2 .Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **6HA10=4,71cm<sup>2</sup>** **soit 1 HA10 tout les 15cm.**

❖ **Aux appuis :**  $M_a = 9,59 \text{ KN.m}; h = 20 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$

**1 .Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = \frac{9,59 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 17^2} = 0,024 \quad \mu = 0,030 < \mu_b = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,024 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,988.$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{9,59 \times 10^3}{348 \times 0,988 \times 17} = 1,64 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **4HA12=4,52cm<sup>2</sup> /ml** **soit 1 HA12 tout les 25cm.**

**2 .Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **4HA10=3,14cm<sup>2</sup> /ml** **soit 1HA10 tout les 25cm.**

### III.3.6. Vérifications à l'ELU :

**1. Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armature ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :**  $St < \min \{ 3h ; 33\text{cm} \} .$

En travée :  $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}.$

**Condition vérifiée.**

Aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}.$

**Condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition:**  $S_t < \min \{ 4h ; 45\text{cm} \}$  .

En travée :  $S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$ . **Condition vérifiée.**  
 Aux appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ . **Condition vérifiée**

## 2. Condition de non fragilité (BEAL 91/99 ; Art. A.4.2.1):

La section d'armatures principales doit vérifiée la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05\text{cm}^2.$$

✓ **En travées :**

$$A_t = 9,23\text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,05\text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 4,52\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,05\text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 3. Contrainte tangentielle (BEAL 91/99 ; Art. A.4.2.1):

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec  $V_{\text{max}}$  : Effort tranchant maximal.

❖ **Calcul de  $\bar{\tau}_u$ :**

$$\text{Pour une fissuration non préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}.$$

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa.}$$

❖ **Calcul de  $\tau_u$  :**

$$V_{\text{max}} = 32,77\text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{32,77 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,19\text{ MPa.} \quad \tau_u = 0,19\text{MPa.}$$

**D'où :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  Condition vérifiée.**

## 4. Entraînement des barres (BAEL91/ 99; Art A.6.1.3) :

Pour qu'il n'y' est pas d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ **Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :**  $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$  .

Avec :  $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers H ;  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\diamond \text{ Calcul de } \tau_{se} : \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 8 \times 3,14 \times 14 = 351,68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{32,77 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 351,68} = 0,61 \quad \text{donc : } \tau_{se} = 0,61 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

### 5. Longueur de scellement droit (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé elle est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$\diamond$  Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.} \quad \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm ; On prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

Vu que  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 modifié 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors « $L_c$ » est au moins égale à  $0,4 l_s$  pour les aciers H.

$$\text{Donc } L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm.} \quad L_c = 20 \text{ cm.}$$

### 6. Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91 modifié 99 ; Art A.5.1,313) :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 32,77 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 170} = 0,428 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = 0,428 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 7. justification des sections d'appuis (BAEL91/ 99 ; Art A.5.1,312 ) :

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u^{max}$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 32,77 \times 10^3}{400 \times 100} = 0,94 \text{ cm}^2;$$

✓ En travées :

$$A_t \text{ adopté} = 9,29 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,94 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a \text{ adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 0,94 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

### III.3.7. Calcul des moments et effort tranchant à l'ELS :

#### A. Combinaison de charge à L'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Palier : } q_{s1} = 8,12 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{s2} = 12,16$$

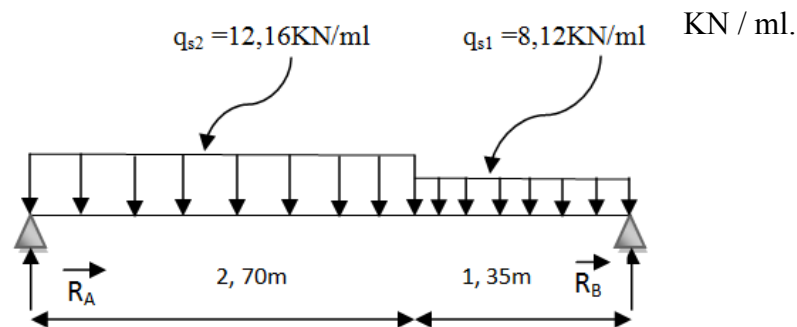


Figure III.22: Schéma statique de calcul à ELS.

#### B. Calcul des réactions d'appuis :

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU on obtient les résultats suivants :

$$R_A = 23,72 \text{ KN}; R_B = 20,72 \text{ KN}$$

$$M_z^{\max}(1,95) = 23,13 \text{ KN.m.}$$

$$T_y^{\max} = 23,72 \text{ KN.}$$

$$M_z(\text{appui}) = -0,30 M_z^{\max} = -0,30 \times 23,13 = -6,94 \text{ KN.m}$$

$$M_z(\text{travée}) = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 23,13 = 19,66 \text{ KN.m}$$

### III.3.8. Vérifications à l'ELS :

#### 1. Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée n'est à effectuer.

## 2. Etat limite de compression dans le béton et dans l'acier (BAEL91 modifié 99 ; Art A.4.5.2) :

On doit vérifier que :

- Les contraintes dans le béton :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

- Les contraintes dans l'acier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Avec:  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  Et :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$

$\beta$  ;  $k_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

### a. En travée :

La section d'armatures adoptée aux appuis

$$A_s = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times 923}{1000 \times 170} = 0,542 \longrightarrow K_1 = 30,45, \beta = 0,890$$

$$\sigma_{st} = \frac{19,66 \times 10^6}{923 \times 0,890 \times 170} = 140,78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 140,78 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{140,78}{30,45} = 4,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### b. Sur appuis :

La section d'armatures adoptée en travée :  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

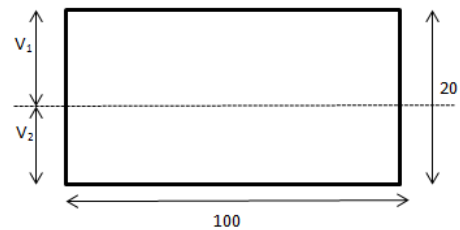
$$\rho = \frac{100 \times 452}{1000 \times 170} = 0,266 \longrightarrow K_1 = 45,98 ; \beta = 0,918$$

$$\sigma_s = \frac{6,94 \times 10^6}{452 \times 0,918 \times 170} = 98,39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 98,39 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{98,39}{45,98} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,14 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$



**3. Vérification de la flèche (état limite de déformation)(BAEL91/ 99;Art.B.6.5.2):**

Les règles du BAEL 91 modifiées 99 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 20\text{cm hauteur totale,}$$

$$l = 4,05 \text{ m} \quad \text{portée entre nus d'appuis,}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

$M_t$  : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,20}{4,05} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée donc on passe à la vérification de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad \text{Avec : } q_s = 12,16 \text{ kN/ml}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = \mathbf{10819 \text{ MPa}}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$S_{xx}$  : Moment statique

$$S_{XX} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 17 = \mathbf{22353,65 \text{ cm}^3}$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 20) + 15 \times 9,23 = \mathbf{2138,45 \text{ cm}^2}$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{22353,65}{2138,45} = 10,45 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,45 = 9,55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,45^3 + 9,55^3) + 15 \times 9,23 \times (9,55 - 3)^2 = 6210,03 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,16 \times 4,05^4 \times 10^3}{384 \times 10819 \times 10^6 \times 6210,03 \times 10^{-8}} = 0,063$$

$$\bar{f} = \frac{405}{500} = 0,81$$

$$f = 0,063 < \bar{f} = 0,81$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ En travée

Armatures principales

$A_t = 6\text{HA}114 = 9,23 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 15 \text{ cm}$ .

Armatures de répartition

$A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ Aux appuis

Armatures principales

$A_a = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 25 \text{ cm}$ .

Armatures de répartition

$A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 25 \text{ cm}$ .

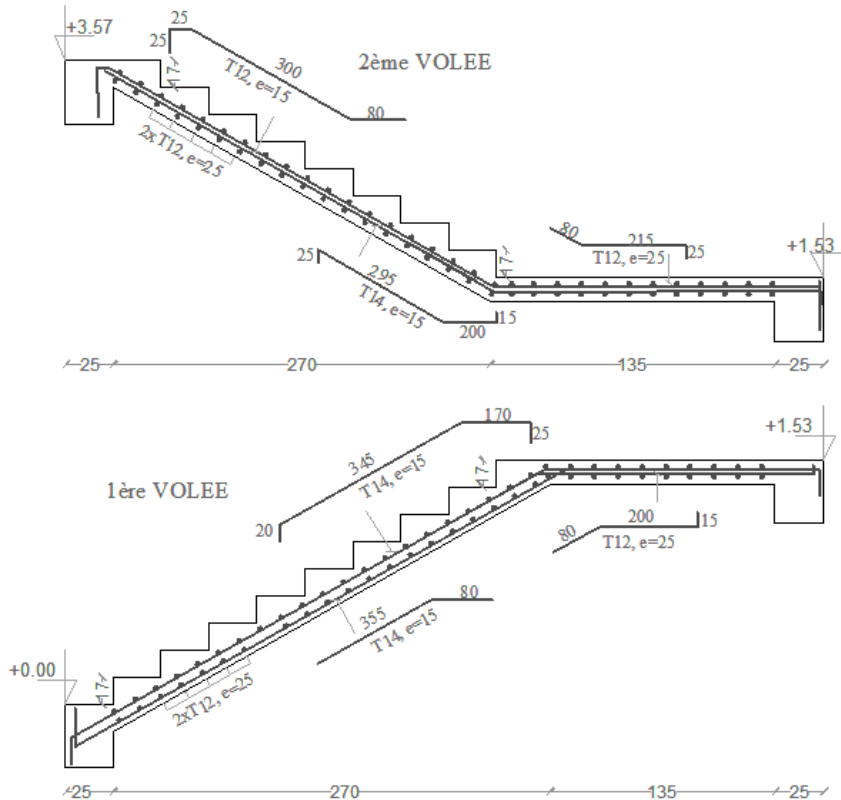
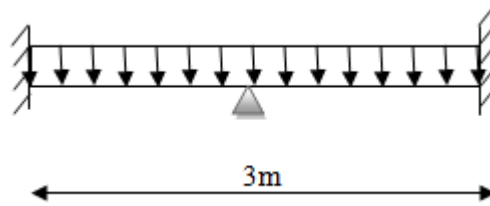


Figure III.23: ferrailage des escaliers.

### III.4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux avec un appui intermédiaire. Sa portée est de 3 m (entre nu d'appuis).



#### III .4.1. Pré dimensionnement :

##### ➤ Hauteur de la poutre :

La hauteur est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad \Longrightarrow \quad \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \quad \Longrightarrow \quad 20 \leq h_t \leq 30$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour  $h_t = 35\text{cm}$ .

##### ➤ La largeur de la poutre

La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}.$$

Compte tenu des exigences du RPA, On opte pour  $b = 25\text{cm}$

#### Recommandation de RPA 99 révisé 2003 :

<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>b=25\text{cm} \geq 20\text{cm}</math></li> <li>✓ <math>h_t=35\text{cm} \geq 30\text{cm}</math></li> <li>✓ <math>\frac{h_t}{b} \leq 4.0 \quad \frac{35}{25} = 1,4 &lt; 4</math></li> </ul>	}	Conditions vérifiées.
--	---	-----------------------

Donc la poutre palière à pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$ .

#### III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par :

- Poids propre de la poutre:  $G = 2,19 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du mur :  $G=7,68\text{KN} /\text{ml}$ .
- Poids du palier :  $G=6,75\text{KN}/\text{ml}$ .

On aura  $G=16,62 \text{ KN/ ml}$ .

- Effort tranchant à l' appuis :

Effort tranchant à l' appui ELU :  $T_u = 32,77 \text{ KN}$

Effort tranchant à l' appui ELS :  $T_s = 23,72 \text{ KN}$

#### ❖ Combinaisons des charges :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + T_u = 1,35 \times 16,62 + 32,77 = 55,21 \text{ KN/ml}.$$

$$q_u = 55,21 \text{ KN/ml}.$$

A l'ELS:

$$q_s = G + T_s = 16,62 + 23,72 = 40,34\text{KN}/\text{ml}.$$

$$q_s = 40,34\text{KN}/\text{ml}.$$

### III.4.3. Calcul des efforts à l'ELU :

#### ❖ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = R_C = \frac{q_u \times l}{3} = 55,21 \text{ KN.}$$

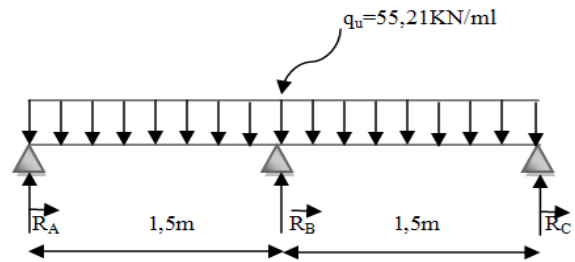


Figure III.24: Schéma statique à l'ELU.

#### ❖ Moment isostatique :

$$M_{01} = M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 62,11 \text{ KN.m.}$$

Pour tenir compte du semi encastrement :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,30 M_0 = -18,63 \text{ KN.m.}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 52,79 \text{ KN.m.}$

#### ❖ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{3} = 55,21 \text{ KN.}$$

### III.4.4. Calcul des armatures :

#### ❖ Armatures longitudinales :

$b = 25 \text{ cm; } h = 35 \text{ cm; } c = 3 \text{ cm; } d = 32 \text{ cm; } M_t = 52,79 \text{ KN.m } M_a = -18,63 \text{ KN.m.}$

#### ❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{52,79 \times 10^3}{14,2 \times 25 \times 32^2} = 0,144. \quad \mu = 0,144 < \mu_b = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,144 \quad \beta = 0,922. \quad A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{52,79 \times 10^3}{348 \times 0,922 \times 32} = 5,14 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } 4\text{T}14 = 6,16 \text{ cm}^2.$$

#### ❖ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = \frac{18,63 \times 10^3}{14,2 \times 25 \times 32^2} = 0,050 < \mu_b = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA } \mu = 0,050$$

$\beta = 0,974.$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{18,63 \times 10^3}{348 \times 0,974 \times 32} = 1,72 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } 2\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

#### ❖ Armatures transversales (BEAL 91/99 ; Art. A.7.2.2):

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\varnothing_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \varnothing_l \right]_{10} = \min \left[ \frac{350}{35}; 14; \frac{250}{10} \right]$$

Avec :

$h_t$  : hauteur total de la poutre.

$\emptyset_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t = \min \left[ 10 ; 14 ; 25 \right]$$

$\emptyset_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$ . On opte pour  $2T8 = 1,0 \text{ cm}^2$ .

### a. Espacement des armatures transversales (BAEL91/99; Art A.5.22):

$$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq \min [28,8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}] \quad S_t \leq 28,8 \text{ cm.} \quad \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale selon (BAEL91/99; Art A.5.22) doit vérifier :

$$\frac{A_{st} \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{1,0 \times 400}{25 \times 25} = 0,64 > 0,4 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### b. Vérification selon le RPA 99 :

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre deux armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Dans la zone nodale et en travée :

$$S_t \leq \min \left[ \frac{h}{4} ; 12\emptyset_l \right]$$

$$S_t \leq \min [87,5 ; 16,8] \quad \text{Soit } S_t = 8 \text{ mm.}$$

✓ En dehors de la zone nodale (courante) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

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

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tr} = 1,0 \text{ cm}^2 \geq A_{tr}^{min} = 0,6 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## III.4.5. Vérifications à l'ELU :

### 1. Condition de non fragilité (BEAL 91/99 ; Art. A.4.2.1):

La section d'armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

✓ En travées :

$$A_t = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

✓ Aux appuis :

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

## 2. Contrainte tangentielle (BEAL 91/ 99 ; Art. A.4.2.1):

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec  $V_{\max}$  : Effort tranchant maximal.

❖ Calcul de  $\bar{\tau}_u$ :

Pour une fissuration non préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\}$  . Donc  $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$ .

❖ Calcul de  $\tau_u$  :

$$V_{\max} = 55,21 \text{ KN.} \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{55,21 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,69 \text{ MPa.} \quad \tau_u = 1,30 \text{MPa.}$$

D'où :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  Condition vérifiée pas de risque de cisaillement.

## 3. Entrainement des barres (BAEL91/99; Art A.6.1.3) :

Pour qu'il n'y' est pas d'entrainement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :  $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$  .

Avec :  $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers H ;  $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

❖ Calcul de  $\tau_{se}$  :  $\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 8 \times 3,14 \times 14 = 351,68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{55,21 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 351,68} = 0,55 \quad \text{donc : } \tau_{se} = 0,55 \text{MPa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  Pas de risque d'entrainement des barres.

## 4. Longueur de scellement droit (BAEL91/99, Art A6.1.2.1) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé elle est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28}.$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.} \quad \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ On prend } l_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 modifié 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4 l_s$  pour les aciers H.

$$\text{Donc } L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

$$L_c = 20 \text{ cm.}$$

### 5. Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91 /99 ; Art. A. 5. 1,313):

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 55,21 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 350} = 1,4 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,428 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 6. justification des sections d'appuis (BAEL91/99 ; Art A.5.1,312) :

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u^{max}$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 55,21 \times 10^3}{400 \times 100} = 1,59 \text{ cm}^2 .$$

✓ **En travées :**

$$A_t \text{ adopté} = 6,16 \text{ cm}^2, > A_{st \text{ min à ancrer}} = 1,59 \text{ cm}^2 .$$

**Condition vérifiée.**

✓ **Aux appuis :**

$$A_a \text{ adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} = 1,59 \text{ cm}^2 .$$

**Condition vérifiée.**

$$A_{st \text{ adopté}}^2 > A_{st \text{ min à ancrer}} \quad \longrightarrow \quad \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.}$$

### III.4.6. Vérifications à l'ELS :

#### 1. Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/ 99/Art. A.4.5.3) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer.

#### 2. Etat limite de compression dans le béton et dans l'acier (BAEL91 modifié 99/Art A.4.5.2) :

On doit vérifier que :

$$\text{➤ Les contraintes dans le béton : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{➤ Les contraintes dans l'acier : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\text{Avec: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Et: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$\beta$  ;  $k_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

#### a. En travée :

La section d'armatures adoptée aux appuis :  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times 616}{320 \times 250} = 0,770 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 24,52 \quad ; \quad \beta = 0,871$$

$$\sigma_{st} = \frac{52,79 \times 10^6}{616 \times 0,871 \times 320} = 307,47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 307,47 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{307,47}{24,52} = 12,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### b. Sur appuis :

La section d'armatures adoptée en travée :  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times 452}{250 \times 320} = 0,565 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 29,84 \quad ; \quad \beta = 0,889$$

$$\sigma_s = \frac{18,63 \times 10^6}{452 \times 0,889 \times 320} = 144,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 144,88 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{144,88}{29,84} = 4,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

### 3. Vérification de la flèche (état limite de déformation) (BAEL91/99 ; Art.6.5-2):

Les règles du BAEL 91 modifiées 99 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 20 \text{ cm hauteur totale,}$$

$l = 3 \text{ m}$  portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

$M_0$  : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$A$  : section des armatures,

$b$  : longueur de la section,

$h$  : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{3} = 0,117 < \frac{1}{16} = 0,0625.$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \frac{0,35}{3} = 0,117 \geq \frac{52,79}{10 \times 62,11} = 0,085$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \frac{6,16}{25 \times 32} = 0,008 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011$$

Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

❖ **Armatures principales :**➤ **En travée**

$$A_t = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

$$A_a = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

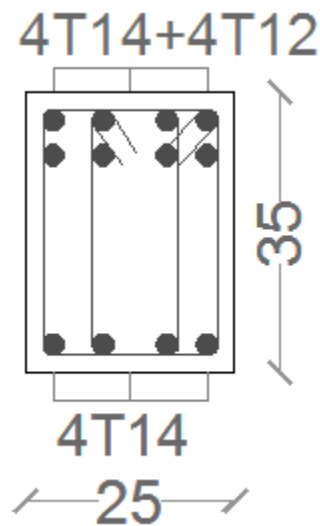
Armatures transversales :  $A_{st} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$  (cadre + étrier) ;  $St = 25 \text{ cm}$ .

Figure III.25: ferrailage de la poutre palière.

### III.5. Consoles :

Le bâtiment est constitué de deux types de consoles, l'une est en dalle pleine et l'autre est en corps creux (16+4) coulée sur place munie d'une poutre de chaînage.

#### III.5.1. Etude de la console en dalle pleine « balcon » :

La console est encastrée au niveau de la poutre de rive, soumise à des charges permanentes, au poids du garde corps ainsi aux charges d'exploitations ; elle est constituée de dalle pleine.

##### ❖ Balcon :

Largeur  $L=1.50$  m

Longueur  $l=2.60$  m

Un garde de corps de hauteur  $h=1$ m en brique plein de 10,5 cm d'épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande d'1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.

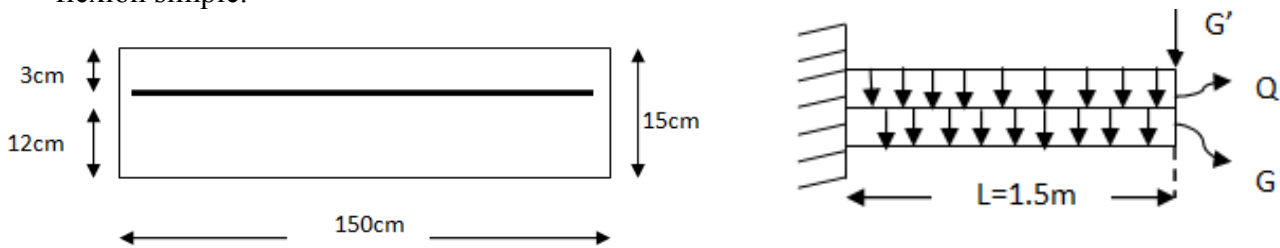
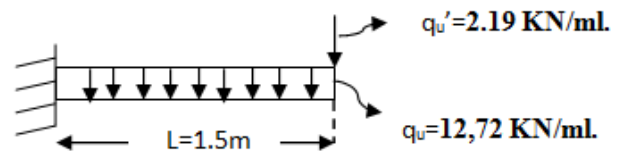


Figure III.26: schéma statique du balcon.

#### 1. Dimensionnement :

On a déjà calculé l'épaisseur de la dalle pleine dans le chapitre précédent, soit « e » :  $e = h_t = 15$ cm.



#### 2. Détermination des sollicitations :

##### a. Charge permanentes :

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2, \quad G' = 1.62 \text{ KN/m}^2.$$

##### b. Surcharge d'exploitation:

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharge du balcon).}$$

##### c. Combinaison de charges :

➤ L'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

- dalle:  $q_u = (1,35 \times 5,53 + 1,5 \times 3,5) = 12,72 \text{ KN/ml.}$
- Garde de corps:  $q_u' = 1,35 \times 1,62 = 2.19 \text{ KN/ml.}$

➤ L'ELS :  $q_s = G + Q$

- Dalle:  $q_s = 5,53 + 3,5 = 9.03 \text{ KN/ml.}$
- Garde de corps :  $q_s' = 1,62 \text{ KN/ml.}$

#### 3. Calcul à l'ELU :

- Le moment provoqué par la charge  $q_u$  est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u}{2} L^2 = \frac{12,72}{2} \times 1.5^2 = 14.31 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_u'$  est :

$$M_{qu'} = q_u' \times L = 2.19 \times 1.5 = 3.3 \text{ KN.m.}$$

Le moment total est :  $M_u = M_{qu} + M_{qu}' = 14.31 + 3.3 = 17.61 \text{ KN.m}$ .

- **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u \cdot L + q_u' = 12.72 \times 1.5 + 2.19 = 21.27 \text{ KN}$$

#### 4. Ferrailage en flexion simple :

- **Armature principale :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.61 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.086 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.086 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.955$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$D' \text{ où : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.61 \times 10^6}{0.955 \times 120 \times 348} = 441.6 \text{ mm}^2 = 4.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

#### 5. Vérification des efforts :

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 144.9 \text{ mm}^2 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A \text{ adoptée} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm} = 150.7 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{21.27 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.7} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left[ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5; 4 \text{ MPa} \right] \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.27 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.18 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement  $\longrightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'écartement des barres :**

- Armatures principales:  $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$  **Condition vérifiée**
- Armatures de répartitions:  $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60\text{cm} ; 45\text{cm})$  **Condition vérifiée.**

### 6. calcul à l'ELS:

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs} + M_{qs}' = \left( \frac{q_s \times L^2}{2} + q_s' \times L \right) = \left( \frac{9.03 \times 1.5^2}{2} + 1.62 \times 1.5 \right) = 12.6$$

$$M_s = 12.6 \text{ KN.m.}$$

- **calcul des armatures :**

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{12.6 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 201,63} = 0.00432$$

$$\mu_1 = 0.00432 \longrightarrow \beta_1 = 0.895 \longrightarrow k_1 = 32.62.$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_s} = \frac{12.6 \times 10^6}{0.895 \times 120 \times 201,63} = 582.85 \text{ mm}^2. \text{ Soit : } 4\text{HA}14 = 6.15\text{cm}^2 \quad \text{avec : } St = \frac{100}{4} = 25\text{cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54\text{cm}^2. \quad \text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25\text{cm.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier :  $\sigma \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- **Etat limite de compression de béton (Art A 4.5.2 BAEL):**

$$\rho_1 = 0.483 \longrightarrow k_1 = 32.62 \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1} = \frac{201,63}{32.62} = 6.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 6.2 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissurations :**

On doit vérifier :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{calcul de } \beta_1 : \quad \rho = \frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 12} = 0.512 \longrightarrow \beta_1 = 0.8525$$

$$\text{Alors : } \sigma_{st} = \frac{12.6 \times 10^6}{0.8525 \times 120 \times 615} = 200.27 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissurations.

- **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} = 0.1 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 > 0.0625. \\ \frac{h}{L} = 0.1 = 0.1. \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc on a pas besoin de vérifier la flèche.

- ❖ **Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour les balcons en dalle pleine est:

- 4HA14= 6.15cm<sup>2</sup> avec : St = 25cm.
- 4HA10=3.14cm<sup>2</sup> avec : St=25cm.

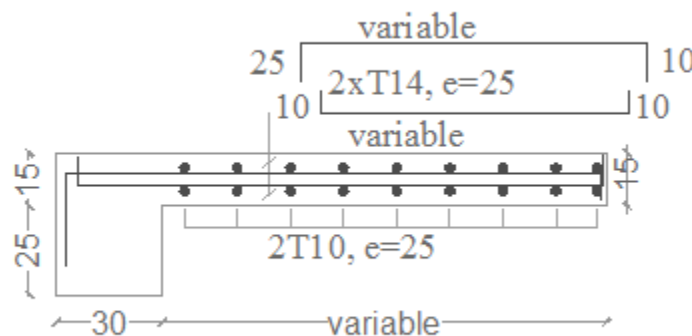


Figure III.27: ferrailage du balcon en dalle pleine.

### III.5.2 : étude du balcon en corps creux (étude de la poutre de chaînage):

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

#### 1. Pré-dimensionnement :

$$L = 290 - 30 = 260 \text{ cm} \quad . \quad l = 150 \text{ cm.}$$

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- hauteur :

$$260 / 15 \leq h_t \leq 260 / 10 \quad \longrightarrow \quad 17.33 \leq h_t \leq 26 \text{ [cm].}$$

On prend  $h_t = 20 \text{ cm}$

- La largeur :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \longrightarrow \quad 8 \leq b \leq 14 \text{ [cm].}$$

On prend  $b = 20\text{cm}$ .

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1du RPA99) :**  
la section minimale est de  $(20 \times 20)\text{ cm}^2$  pour une structure contreventée par des voiles.

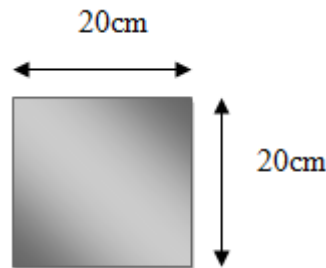


Figure III.28 : coupe verticale de la poutre de chaînage.

## 2. détermination des sollicitations :

### ➤ Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre :  $0.2 \times 0.2 \times 25 = 1\text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) :  $(2.89 - 0.3) \times 2.36 = 6.11\text{ KN/ml}$
- Poids du plancher :  $5,72 \times \frac{0.6}{2} = 1.72\text{ KN/ml}$

---


$$G_t = 8.83\text{ KN/ml}$$

### ➤ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times 0.6 / 2 = 1.05\text{ KN/ml.}$$

## 3. Combinaisons des charges :

- ELU:  $q_u = 1,35G_t + 1,5Q = 13.5\text{ KN/ml.}$
- ELS:  $q_s = G_t + Q = 9.88\text{ KN/ml.}$

## 4. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

### a. Calcul des moments :

A fin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

$$M_0 = q_u L^2 / 8 = 11.41\text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0, 85M_0 = 9.7\text{ KN.m.}$$

- Les réactions d'appuis :

$$M_a = -0,3 \times 13.5 \times \frac{2.6^2}{8} = -3.42\text{ KN.m.}$$

- Aux appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{13.5 \times 2.6}{2} = 17.55 \text{ KN.}$$

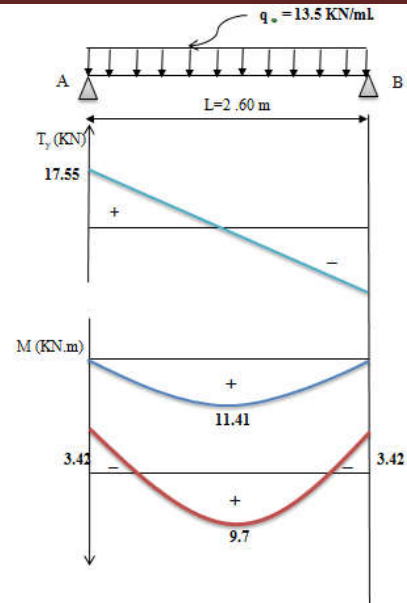


Figure III.30: diagramme des efforts internes a l'ELU.

**b. Calcul des armatures :**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.7 \times 1000}{20 \times 17^2 \times 14.2} = 0.118 \quad \mu \leq \mu_1 = 0,392 \implies \text{SSA} \implies \beta = 0.937.$$

$$A_a = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.7 \times 10^3}{0.937 \times 17 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}12 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.42 \times 1000}{20 \times 17^2 \times 14.2} = 0,04 \implies \mu \leq \mu_1 = 0,392 \implies \beta = 0.980.$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.42 \times 10^3}{0.980 \times 17 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}12 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

**5. Vérification à ELU**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 0.41 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.41 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 2.25 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 2.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 17.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.55}{0.20 \times 0.17} = 516.17 \text{ KN / m}^2.$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 3.30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U = 0.516 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U > \bar{\tau}_U.$$

Condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313) :

$$T_u = 17.55 \text{ KN} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 266.08 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- dans les aciers (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 321) :

$$A_a = 2.25 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 17.55 + \frac{-9.7}{0.9 \times 0.17} \right) = -0.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures.

- ❖ Vérification à l'entraînement des barres (BAEL91 modifié 99/Art A.6.1,3):

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i: \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \cdot (3,14) \cdot 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.55 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 75.36} = 1.52 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = 1.52 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Condition vérifiée.

- ❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

➤ Calcul des ancrages des barres (BAEL91 modifié 99/ Art A.6.1, 21) :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{se}} \Phi = 31.75 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 31.75 \times 1.2 = 38.1 \text{ cm.}$$

Nous adaptions pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 38.1 = 26.67 \text{ cm.}$$

6. Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} = 0.57; \frac{20}{10} = 2; 1.2 \right)$$

En prend comme diamètre:  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

❖ **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 17; 40 \text{ cm}) = \min (15,3 ; 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} = \frac{2,01 \times 400}{20 \times 20} = 2,01 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée .}$$

❖ **Espacement entre les barres :**

Selon (RPA99 Version 2003/Art : 7.5.2), l'espacement doit vérifier :

✓ **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right\} \quad e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right\} = \min \left( \frac{20}{4} = 5; 12 \times (0,8); 30 = 5; 9,6, 30 \right) \quad \text{Soit : } e = S_t = 5 \text{ cm.}$$

✓ **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \quad e \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**7. Vérification à l'ELS :**

$$q_s = G_t + Q = 9,88 \text{ KN/ml.}$$

• **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 9,88 \times \frac{2,6}{2} = 12,84 \text{ KN}$$

• **Calcul des moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 9,88 \times \frac{2,6^2}{8} = 8,34 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 8,34 = -2,5 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 \times 8,34 = 7,1 \text{ KN.m .}$$

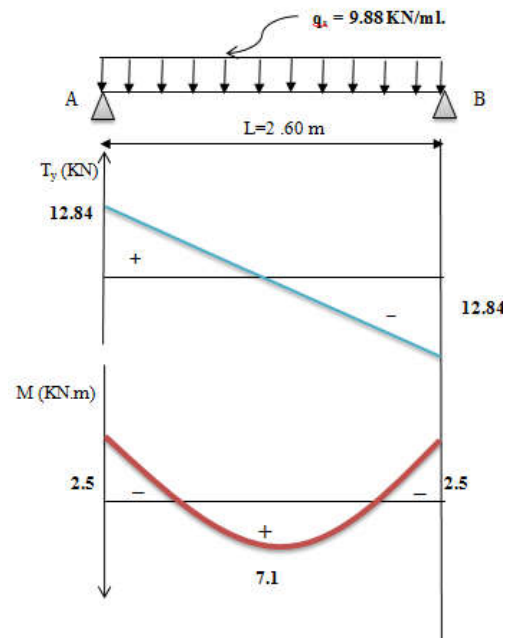


Figure III.31: diagramme des efforts internes a l'ELS.

**a. Vérification de la résistance du béton à la compression (Art A.4.5 .3BAEL91/99) :**

On vérifié que  $\sigma_{\beta\chi} \leq \frac{\sigma_{bc}}{K_1}$  avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = K \sigma_s \end{array} \right.$$

• **calcul de  $\sigma_s$  :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{as} = -2.5 \text{ KN.m et } A_a = 2.25 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = 0.661 \quad K_1 = 27.02 \quad , \quad \beta_1 = 0.881$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{2.5 \cdot 10^6}{0.881 \times 170 \times 2.25 \cdot 10^2} = 74.18 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{74.18}{27.02} = 2.74 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \begin{cases} \sigma_{bc} = 2.74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 7.1 \text{ KN.m et } A_t = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.25}{20 \times 17} = 0.661$$

$$K_1 = 27.02, \quad \beta_1 = 0.881$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.1 \cdot 10^6}{0.881 \times 170 \times 2.25 \cdot 10^2} = 210.7 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{210.7}{27.02} = 7.8 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \begin{cases} \sigma_{bc} = 7.8 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**b. Vérification des contraintes dans les aciers (Art A.4.5, 3 BAEL91/99):**

On vérifié que :  $\sigma_\sigma \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_s = 74.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\sigma_s = 101.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la flèche (BAEL.99 Art B.6.5.2):**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.085 \\ \frac{A_t}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{aligned} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{20}{260} = 0.07 \\ \frac{A_t}{b \times d} &= 0.0066 \end{aligned} \right.$$

On a toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

## ❖ conclusion :

- la section de la poutre de chaînage est de  $(20 \times 20)$  cm<sup>2</sup>.
- après toutes vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Aux appuis:  $2HA12 = 2.25$  cm<sup>2</sup>.  $e = S_t = 5$ cm.

En travée:  $2HA12 = 2.25$  cm<sup>2</sup>.  $e = S_t = 10$ cm.

Armatures de repartiions:  $2HA8 = 1.54$ cm<sup>2</sup>.  $e = S_t = 20$ cm.

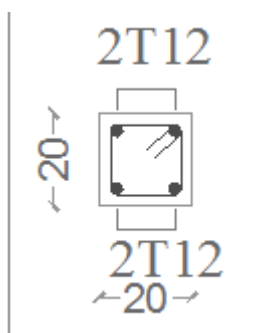


Figure III.32: ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.6. Cage d'ascenseur :

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

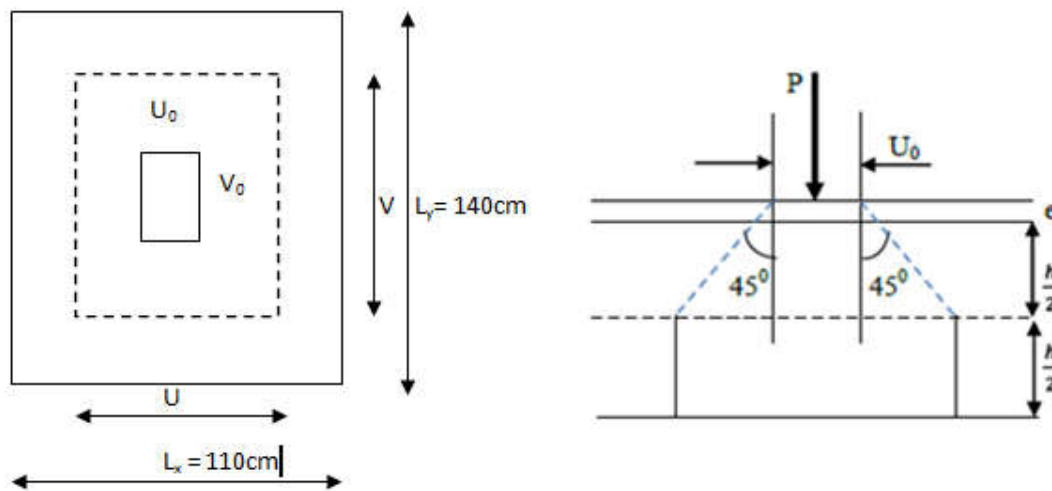
La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

#### III.6.1. Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la cage d'ascenseur est de :  $1.10 \times 1.40 = 1.54\text{m}^2$
- La surface de la cabine est de :  $0.80 \times 1.00 = 0.8\text{m}^2$
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de :  $8t = 80 \text{ KN}$

#### III.6.2. Calcul de la dalle pleine :

##### a. Epaisseur de la dalle :



**Figure III.33:** diffusion de charge dans le feuillet moyen.

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{110}{30} = 3.67\text{cm}$

**NB :** le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$  ; on adopte une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$

**On adopte :**  $h_t = 15\text{cm}$ .

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2.K.e + h_t \\ V = V_0 + 2.K.e + h_t \end{array} \right.$$

**Avec :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{épaisseur de la dalle (15cm)} \\ e : \text{épaisseur du revêtement (5cm)} \\ K : 1, \text{ car le revêtement est aussi solide que le béton.} \\ U_0 = 80 \text{ cm.} \\ V_0 = 100 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

**On remplace :**

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2.K.e + h_t = 100\text{cm} \\ V = V_0 + 2.K.e + h_t = 120\text{cm} \end{array} \right.$$

**b. Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q_u (\nu M_1 + M_2) \end{array} \right.$$

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$  et  $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$  dans les abaques de

**PIGEAUD.**

$\nu$  : coefficient de poisson. À l'ELU,  $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{100}{110} = 0.9 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{120}{140} = 0.86$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{110}{140} = 0.78 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**Après interpolation :**  $M_1 = 0.05866$   
 $M_2 = 0.03312$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 1,35 P \times M_1 = 1,35 \times 80 \times 0.05866 = 6.34\text{KN.m.} \\ M_{y1} = 1,35 P \times M_2 = 1,35 \times 80 \times 0.03312 = 3.58\text{KN.m.} \end{array} \right.$$

**c. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{110}{140} = 0.78 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0587 \quad ; \quad \mu_y = 0.559 \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

Poids propre de la dalle et le revêtement :  $G = 0,15 \times 25 + 22 \times 0,05 = 4.85 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation :  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{ux2} = 0.0587 \times 8.05 \times 1.10^2 = 0.57 \text{ KN.m} \\ M_{uy2} = 0.559 \times 0.57 = 0.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

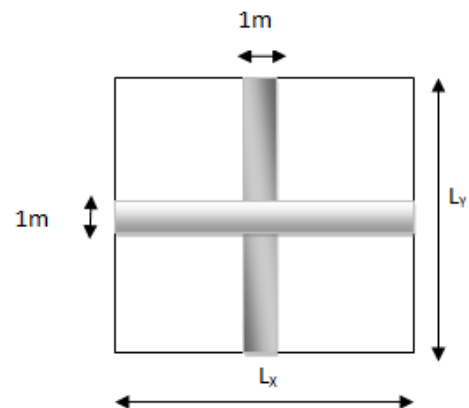


Figure III.34: Schéma d'une dalle travaillant dans les 2 sens.

#### d. Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 6.34 + 0.57 = 6.91 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 3.58 + 0.32 = 3.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0,85)** en travée et **70% (0,3)** aux appuis.

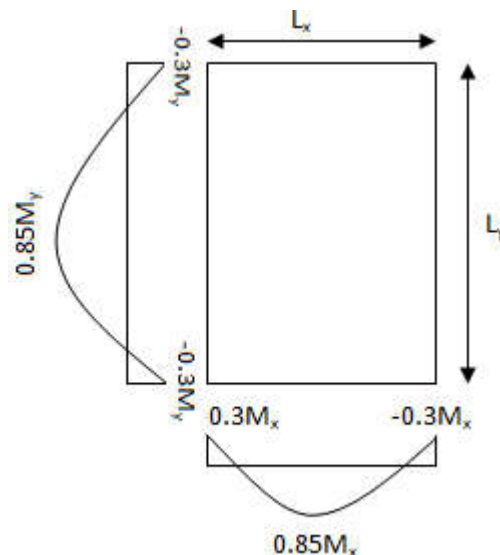


Figure III.35: les moments fléchissant dans les sens  $L_x$  et  $L_y$ .

#### Correction des moments:

- En travées :

$$M_{ux}^t = 0.85 \times M_{ux} = 0.85 \times 6.91 = 5.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy}^t = 0.85 \times M_{uy} = 0.85 \times 3.9 = 3.32 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ux}^a = -0.3 M_{ux} = -0.3 \times 6.91 = -2.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy}^a = -0.3 M_{uy} = -0.3 \times 3.9 = -1.17 \text{ KN.m}$$

## e. Ferrailage de la dalle :

## ❖ Dans le sens de la petite portée : x-x

## ➤ En travée :

$$M_{ux}^t = 5.87 \text{ KN.m} \quad \text{avec} \quad c = 3\text{cm.}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.87 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.986$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.87 \times 10^6}{0,986 \times 120 \times 348} = 142.56 \text{ mm}^2 = 1.43 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## ➤ Aux appuis :

$$M_{ux}^a = -2.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.07 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,001 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9995$$

$$A_s^a = \frac{2.07 \times 10^6}{0,9995 \times 120 \times 348} = 49.59 \text{ mm}^2 = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 4HA10} \quad (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$S_t = 25 \text{ cm}$ .

## ❖ Dans le sens de la grande portée : y-y

## ➤ En travée :

$$M_{uy}^t = 3.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.32 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{3.32 \times 10^6}{0,992 \times 120 \times 348} = 80.14 \text{ mm}^2 = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## ➤ Aux appuis :

$$M_{uy}^a = -1.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.17 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,997$$

$$A_s^a = \frac{1.17 \times 10^6}{0,997 \times 120 \times 348} = 28.10 \text{ mm}^2 = 0.28 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## ❖ On peut résumer les résultats dans le tableau ci-dessous :

	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	$S_{t \text{ max}}$ (cm)
en travée	X-X	5.87	0.024	0.986	1.43	4HA10= 3.14	25
	Y-Y	3.32	0.014	0.992	0.8	4HA10= 3.14	25
aux appuis	X-X	-2.07	0.008	0.9995	0.5	4HA10= 3.14	25
	Y-Y	-1.17	0.004	0.997	0.28	4HA10= 3.14	25

Tableau III.4: Ferrailage de la dalle à l'ELU.

### III.6.3. Vérifications à l'ELU :

#### A. espacement des armatures :

La fissuration est prise non préjudiciable donc l'espacement des armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

##### ❖ direction principale :

$$S_t \leq \min (2h ; 25) \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (30 ; 25) = 25 \text{ cm}$$

**condition vérifiée.**

##### ❖ direction secondaire :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (45 ; 33) = 33$$

**condition vérifiée.**

#### B. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL91 modifié 99):

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, cette section est déterminée à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  ( $W_0=0.8\%$ ) qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètre et de la résistance à la compression du béton.

##### ❖ direction principale :

$$A_{\min} = W_x \times bh \quad \text{avec} \quad W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 \quad (\text{Acier HA, FeE400}).$$

$$W_x = 0.0008 (3 - 0.78)/2 = \mathbf{0.000888}$$

$$A_{\min} = 0.000888 \times 15 \times 100 = \mathbf{1.33 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} < A_{st} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

**condition**

**vérifiée.**

##### ❖ direction secondaire :

$$W_y = A_{\min} / bh \geq W_0 \quad \longrightarrow \quad A_{\min} \geq W_0 \times bh$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 15 \times 100 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} < A_{st} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

**condition**

**vérifiée.**

#### C. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

**Au milieu de U:  $U < V$**

$$T_{ux} = \frac{p}{3V}$$

Avec :  $p = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$

$$T_{ux} = \frac{108}{3 \times 1.2} = 30 \text{ KN}$$

**Au milieu de V :**

$$T_{uy} = \frac{p}{2V+U} \quad T_{uy} = \frac{108}{2 \times 1.2 + 1} = 31.76 \text{ KN} \quad \text{D'où} \quad T_u^{\max} = 31.76 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{31.76 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.26 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### D. Condition de non poinçonnement :

À l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $Q_u$  est déterminée par la formule suivante qui tient compte de l'effet favorable du a la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u : \text{charge de calcul à l'ELU.} \\ h : \text{épaisseur totale de la dalle.} \\ U_c = 2 \times (U + V) : \text{périmètre de contour au niveau de feuillet moyen.} \\ \text{AN : } U_c = 2 \times (1 + 1.2) = 4.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$0.045 \times 4.4 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{ KN} > 108 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Aucune armature transversale n'est nécessaire.**

#### E. Diamètre maximal des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\Phi_{\max} \leq h/10$

$$\Phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } \Phi = 10 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

**Condition est vérifiée.**

### III.6.4. vérifications à l'ELS :

#### a. les moments au centre du panneau :

$\nu$  : coefficient de poisson. À l'ELS,  $\nu = 0.2$

$$\text{Après interpolation : } M_1 = 0.05866$$

$$M_2 = 0.03312$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q_s (\nu M_1 + M_2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 80 (0.05866 + 0.2 \times 0.03312) = 3.59 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_s (\nu M_1 + M_2) = 80 (0.2 \times 0.05866 + 0.03312) = 3.59 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

#### b. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{Sx2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{Sy2} = \mu_y M_{Sx2} \end{cases}$$

Poids propre de la dalle et le revêtement :  $G = 0,15 \times 25 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation :  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

$$\mu_x = 0,0652$$

$$\mu_y = 0,683$$

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{Sx2} = 0,0652 \times 5,85 \times 1,10^2 = 0,46 \text{ KN.m} \\ M_{Sy2} = 0,683 \times 0,46 = 0,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### c. Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_{Sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 3,59 + 0,46 = 4,05 \text{ KN.m} \\ M_{Sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 3,59 + 0,31 = 3,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0,85)** en travée et **70% (0,3)** aux appuis.

### Correction des moments:

- En travées :

$$M_{Sx}^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 4,05 = 3,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sy}^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 3,9 = 3,32 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_{Sx}^a = -0,3 M_{sx} = -0,3 \times 4,05 = -1,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sy}^a = -0,3 M_{sy} = -0,3 \times 3,9 = -1,17 \text{ KN.m}$$

On peut résumer les résultats dans le tableau ci-après

	zone	$M_s$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
en travée	X-X	3.44	0.016	0.992	0.83
	Y-Y	3.32	0.016	0.092	0.80
aux appuis	X-X	1.21	0.006	0.997	0.29
	Y-Y	1.17	0.006	0.997	0.28

**Tableau III.5:** Ferrailage de la dalle à l'ELS.

**Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.**

### III.6.5. vérifications de la flèche :

Dans le cas de dalle appuyée sur quatre cotés on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :  $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{ux}}{20M_{sx}}$  et  $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{110} = 0.136$$

$$\frac{M_{lx}}{20M_{sx}} = \frac{6.81}{20 \times 4.05} = 0.084$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$$

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{lx}}{20M_{sx}}$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ **Conclusion :**

La dalle de la cage d'ascenseur sera ferrillée comme suit :

**En travée :**

**aux appuis :**

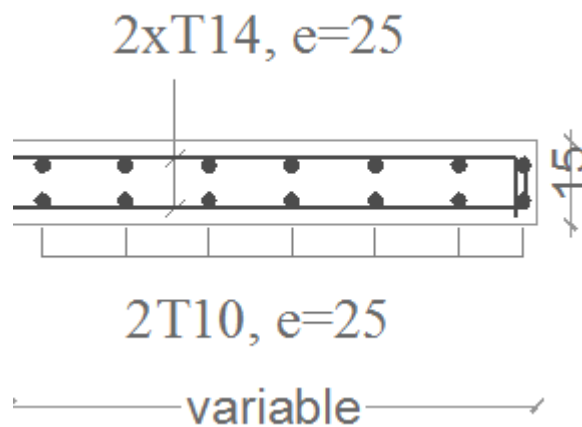
**Selon X-X : 4HA10 (A<sub>s</sub>=3.14cm<sup>2</sup>).**

**Selon X-X : 4HA10 (A<sub>s</sub>=3.14cm<sup>2</sup>)**

**Selon Y-Y : 4HA10 (A<sub>s</sub>=3.14cm<sup>2</sup>).**

**Selon Y-Y : 4HA10 (A<sub>s</sub>=3.14cm<sup>2</sup>)**

Avec un espacement de 25 cm.



**Figure III.36:** ferrillage de la dalle pleine.

## Chapitre IV : modélisation et vérification de la structure

### IV.1. Modélisation :

#### ❖ introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord Algérien, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

#### ❖ Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### ❖ Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

#### ❖ Rappel (terminologie) :

<b>Grid line</b> : ligne de grille	<b>Joints</b> : nœuds	<b>Frame</b> : portique (cadre)	<b>Shell</b> : voile
<b>Elément</b> : élément	<b>Restreints</b> : degrés de liberté(D.D.L)	<b>Loads</b> : charges	
<b>Uniformedloads</b> : point d'application de la charge	<b>Define</b> : définir		
<b>Materials</b> : matériaux	<b>Concrete</b> : béton	<b>Steel</b> : acier	
<b>Frame section</b> : coffrage	<b>Column</b> : poteau	<b>Beam</b> : poutre.	

#### A. Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.6**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS

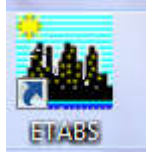


Figure IV.1 : l'icône d'ETABS.

une fenetre de dialogue s'affiche et on clique sur OK

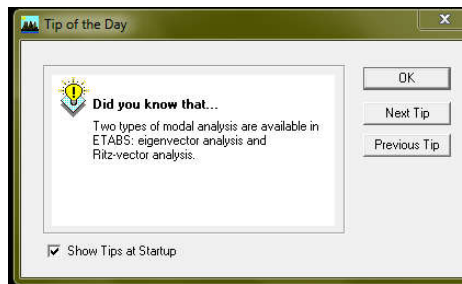


Figure IV.2 : fenêtre de dialogue.

## B. Modélisation :

### Étape 1 :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

#### ➤ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. En bas à droite de l'écran, on sélectionne KN.m comme unité de base pour les forces et les déplacements.



Figure IV.3 : Choix des unités

#### ➤ Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une fenêtre de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**

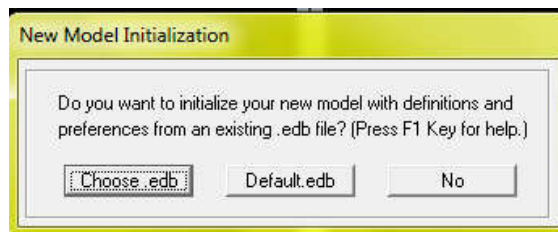


Figure IV.4 : choix de géométrie de base.

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.

- Le nombre des étages.

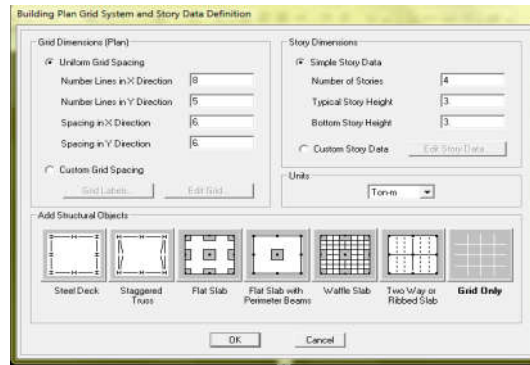


Figure IV.5 : introduction des lignes de grille.

On introduit le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y.

On clique sur **Custom Grid Spacing**, puis sur **Edit Grid**.

Les fenêtres suivantes s'affichent :

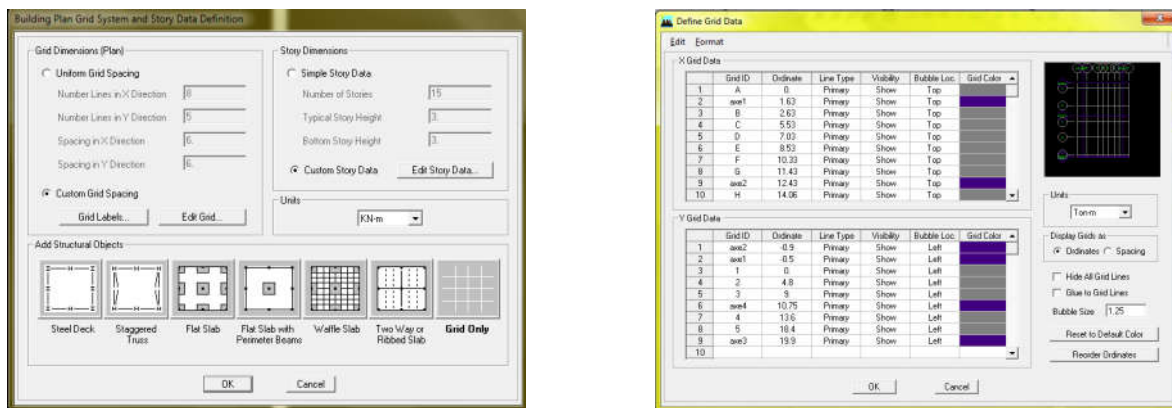



Figure IV.6: Introduction du nombre de portiques et des distances selon x-x et y-y.

**Étape 2 :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  nous sélectionons le matériau **CONC**.

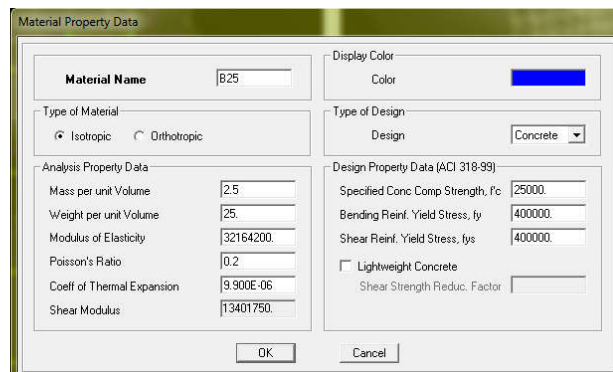
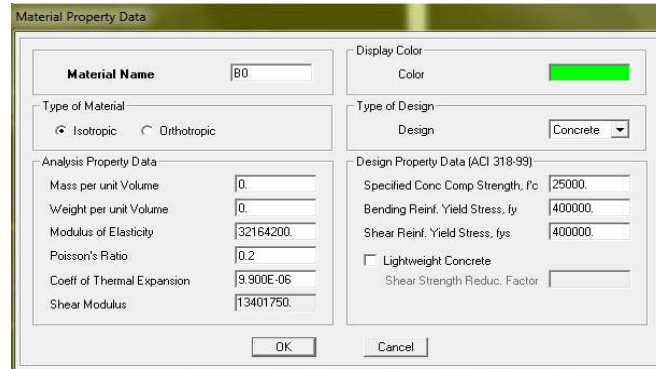


Figure IV.7: définition du matériau béton1 (B25).

Et on définit un autre matériau pour le utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



**Figure IV.8:** définition des propriétés du matériau béton2 (B0).

Puis on clique sur **ok**.


❖ **Remarque:**

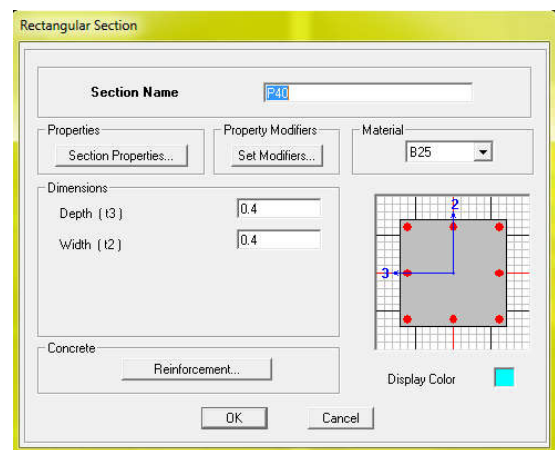
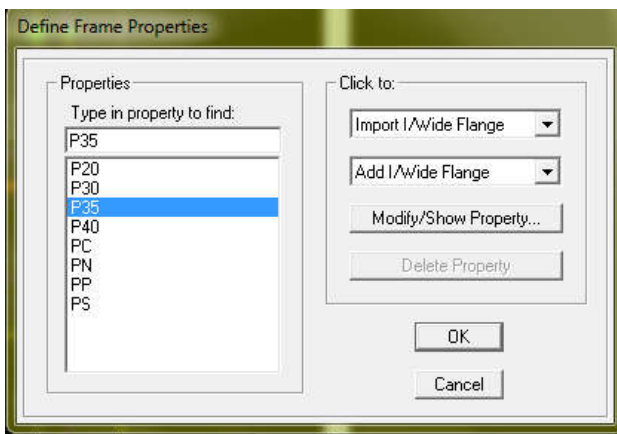
On a défini deux types de matériaux pour un but:

Que l'ETABS n'introduise pas le poids propre de plancher en corps creux, on a défini le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments, parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul du poids propre de la dalle pleine.

**Étape 3:**

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux) Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres (**PP, PS, PN, PC**) et les poteaux (**P40, P35, P30, P20**) ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou  . On supprime toutes les sections qui ce trouve déjà et on clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire. Et on choisit **Material B25**



**Figure IV.9 :** définition des sections rectangulaires.

**Figure IV.10:** définition des sections.

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

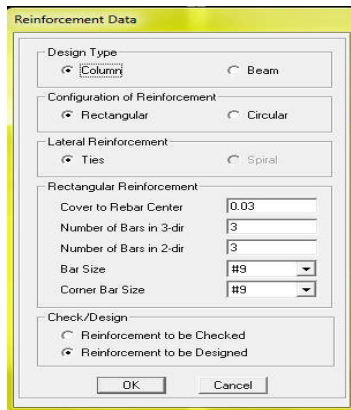



Figure IV.11 : choix de la nature de la section et l'enrobage.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, dalle pleine et corps creux).

- **Corps creux (PEC, PET, PES)**

On clique sur  pour définir le corps creux, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **membrane**.

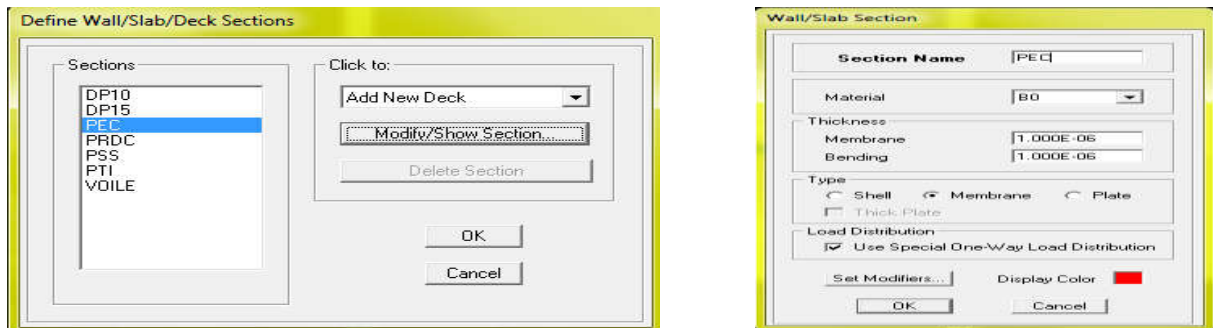



Figure IV.12 : les propriétés du corps creux.

- **Voile**

On clique sur , on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **Shell**.

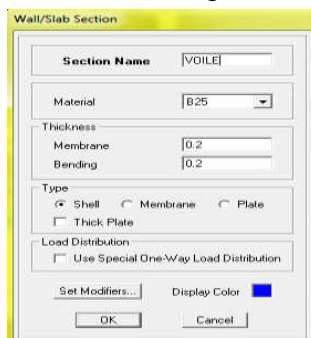



Figure IV.13 : création de voile.

- dalle pleine

On clique sur  , on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **plate**.

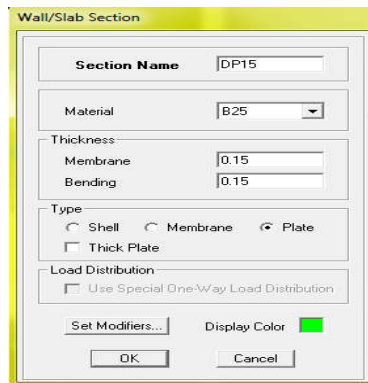



Figure IV.14 : création d'une dalle pleine DP15.

- ❖ Mise en place des éléments

- Poutres principales et secondaires:

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

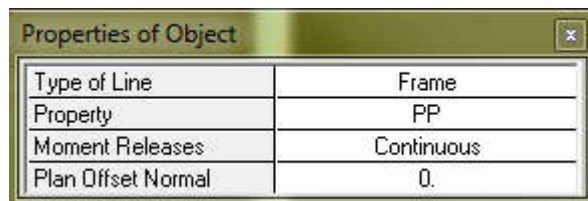



Figure IV.15 : création des poutres.

- Les poteaux :

On clique sur  puis on choisit P40 ou P35 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

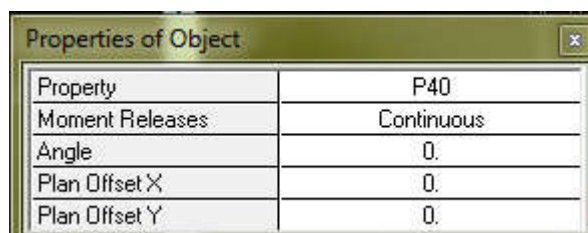


Figure IV.16 : création des poteaux.

- Corps creux :

On clique sur  puis on choisit PSS et on sélectionne les travées considérés.

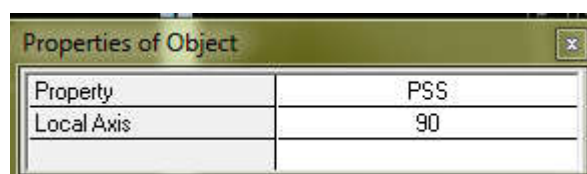


Figure IV.17 : création du corps creux.

➤ **La dalle pleine :**

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

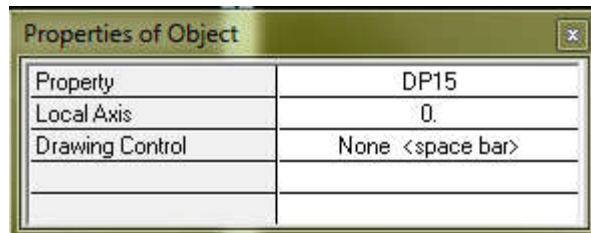



Figure IV.18 : création des dalles pleines.

➤ **Les voiles :**

On clique sur  puis on choisit exemple VOILE et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.

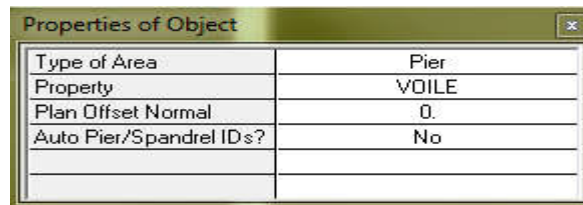



Figure IV.19 : création des voiles.

**Étape 4 : spectre de réponse**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur: Define puis sur static Load Cases, ou bien. 

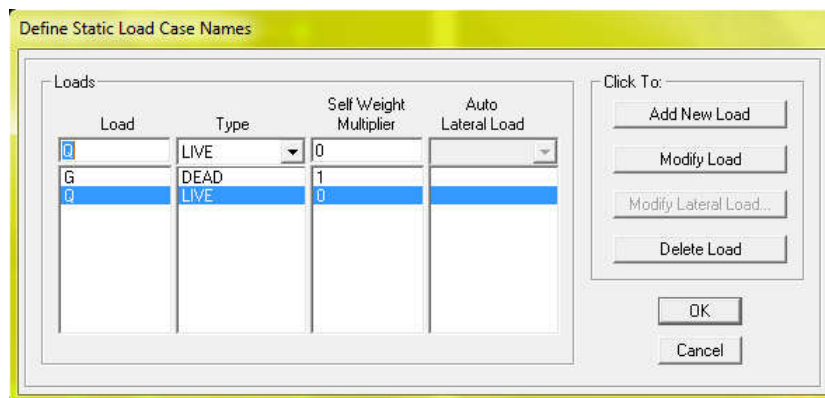


Figure IV.20: nom des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

❖ **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

**Données à introduire dans le logiciel :**

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.



- Coeff d'accélération de zone A = 0.15

Selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)  
et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)

- Coeff comportement : 5.
- Coeff d'amortissement : 1%
- Site : S2.

Facteur de qualité (Q):  $Q = 1 + \sum P_q$        $Q = 1.15$

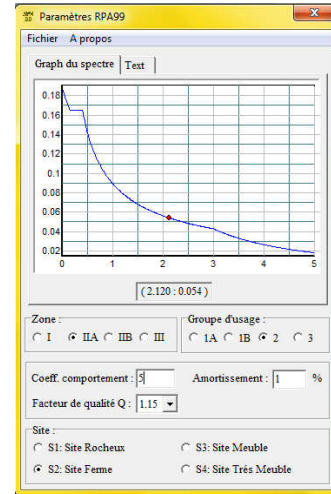


Figure IV.21 : le spectre.

Après on clique sur **Text** → **Enregistrer**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Functions** ou bien  puis **Spectrum from file**.

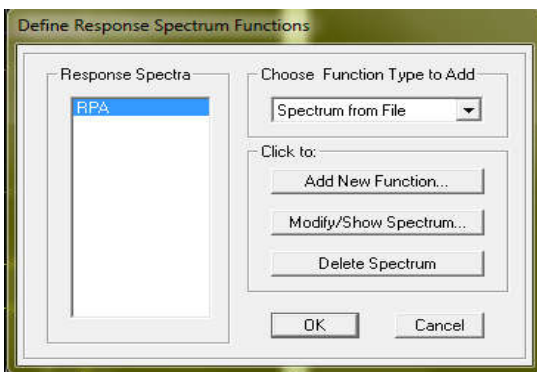


Figure IV.22 : définition de spectre

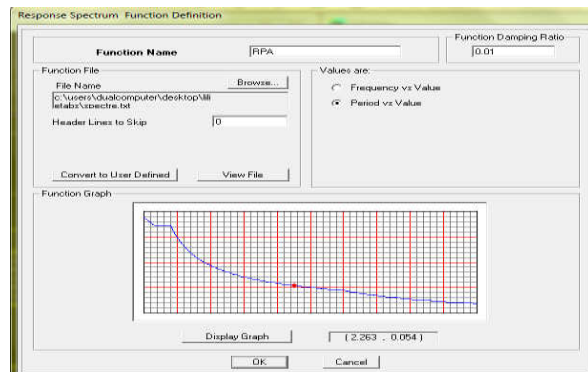


Figure IV.23: la réponse de spectre.

Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** → **Reponses spectrum cases** ou bien 

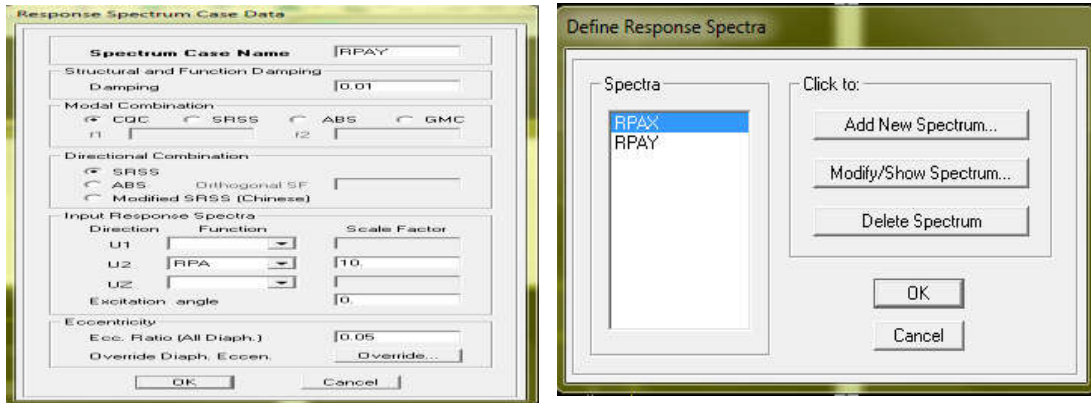


Figure IV.24: ajout de spectre selon y.

**Étape 5 : chargement des poutres secondaire et le corps creux :**

- Élément corps creux et dalle pleine :

Select puis by wall /slab/Deck section puis PEC (plancher étage courant).

On clique sur assign puis shell Area loads puis uniform.

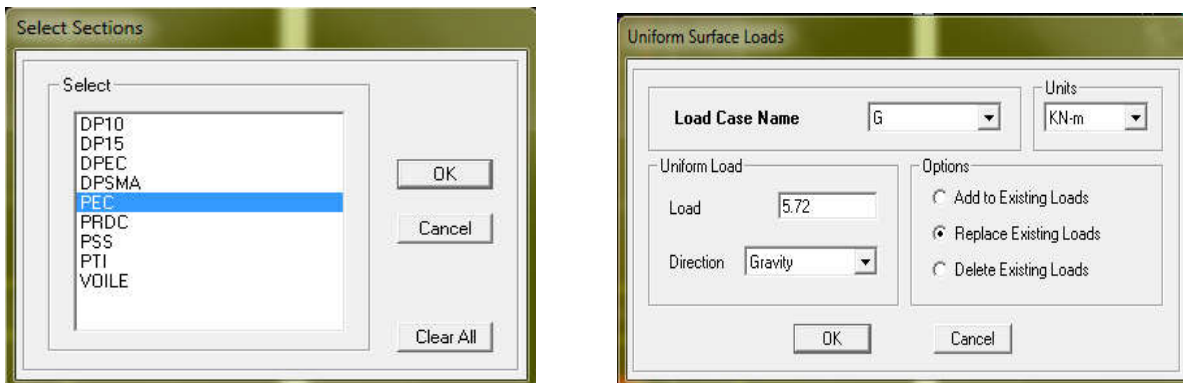


Figure IV.25: Introduction des charges.

Pour la surcharge Q c'est la même chose  
Ainsi de suite pour (PET, balcon ; dalle pleine ....)

- Élément poutre secondaire (de rives et intermédiaires) :  
Les charges statiques étant définies, on **sélectionne chaque poutre secondaire**

On introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign →Frame/line loads →Distributed ou  bien

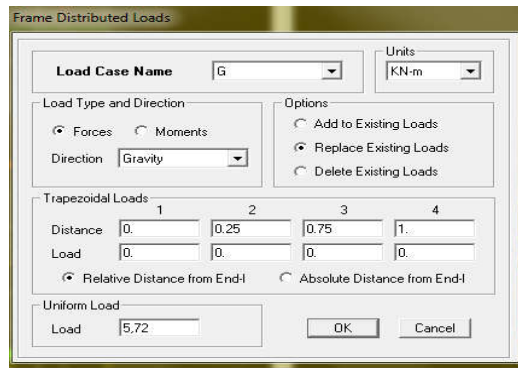


Figure IV.26 : chargements des poutres secondaires.

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

**Étape 6 : Introduction des combinaisons d’actions :**

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

✓ **Combinaisons aux états limites :**

**ELU** :  $1.35G+1.5Q$

**ELS** :  $G+Q$


Et la combinaison de poids :  $G + 0,2Q$

✓ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQE** :  $G+Q \pm E$

**08GE** :  $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** ou bien  → **Add New**.

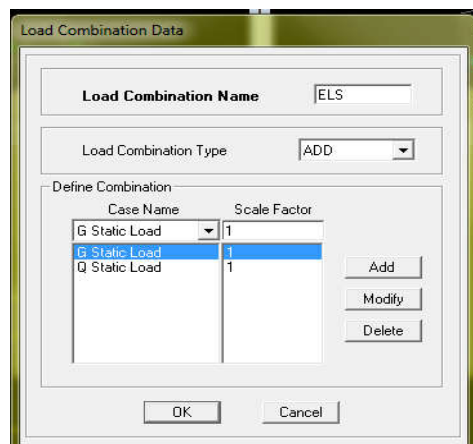


Figure IV.27 : création des combinaisons.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

**Étape 7 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds d'appuis de base puis on clique sur :


**Assign Joint/point** ou bien  → **Restraints**



Figure IV.28 : encastrement des appuis.

➤ **Mass- Source :**

**Define** puis **Mass source**.

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

- ✓ On donne la valeur 1 pour la charge permanente.
- ✓ On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

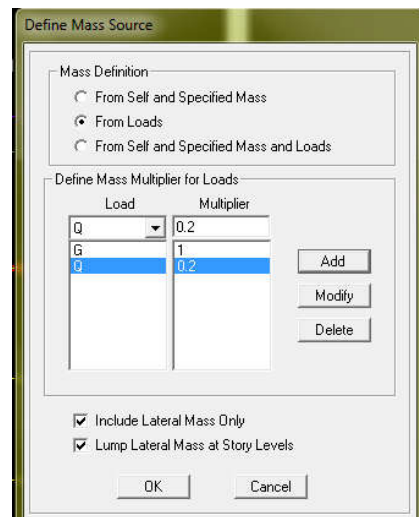



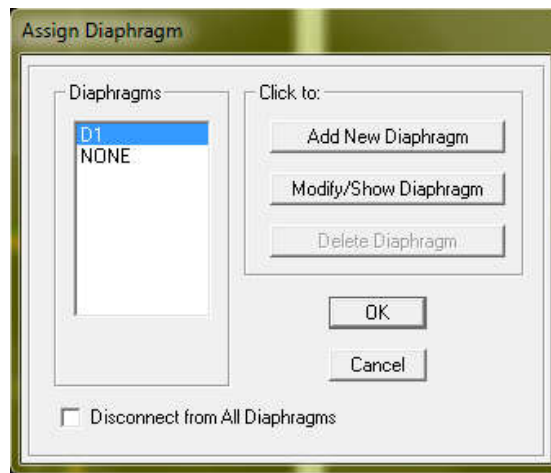
Figure IV.29 : le pourcentage de participation des charges.

**Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

**Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm**, ou bien  → **Add New Diaphragm**.



**Figure IV.30** : spécification de diaphragme de chaque plancher.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**Étape 8 : Analyse et visualisation des résultats :****Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

**IV.2. Vérifications selon les exigences du RPA:****1. Introduction :**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps ; ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

## 2. Méthode de calcul :

Nous distinguons deux cas :

- **Calcul statique** : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales G et Q.
- **Calcul dynamique** : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E),

Pour son calcul nous distinguons les méthodes suivantes :

- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

### 2.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

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

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites a (**Art 3.5 RPA99/2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et a 30m en zones III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : tous groupes

**Zone II** : groupe d'usage 3

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

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

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

**Zone III** :-groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

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

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

### 2.2. Présentation de l'ouvrage relativement à l'étude dynamique

Notre ouvrage est classé selon le règlement parasismique algérien dans une zone de moyenne sismicité **II**

-La catégorie de sol est de **S<sub>2</sub>** (site ferme).

-La structure est classée en groupe d'usage **2** (**Art 3.2 RPA99/2003**).

notre bâtiments est à d'habitation et commercial.

-Notre bâtiment ne satisfait pas la condition de hauteur (**Art 4.1.2 RPA99/2003**).

En zone II  $H \leq 23m$

La hauteur totale du bâtiment  $H = 32.64m$

$H > 23m$  **Condition non vérifiée.**

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière **donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.**

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous avons vérifié un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version 2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente selon les règles du RPA99/2003.

❖ **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse applicable à tous les cas d'après (Art 4.1.3 RPA99/2003).

**Principe :** Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**3. Vérification :**

**3.1. Vérification de la période :**

**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

- ✓ La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.
- ✓ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

**h<sub>n</sub>**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**C<sub>T</sub>** : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6 du RPA 99). Avec : **C<sub>T</sub> = 0.05**

❖ **Remarque :**

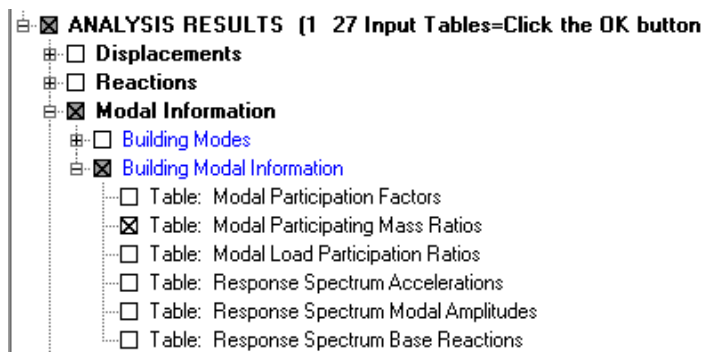
**L'article (4.2.4 RPA99 /2003) postule que :**

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 44,88^{3/4} = \mathbf{0.87 \text{ sec.}}$$

D'où : **T = 1.3 × 0.87 = 1,13 sec > T<sub>ETABS</sub> = 0.83 sec ..... condition vérifiée.**

Display → Show tables



Puis on clique sur OK.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.834368	76.4801	0.0018	0.0000	76.4801	0.0018	0.0000	0.0027	99.7455	0.0046	0.0027	99.7455	0.0046
2	0.444090	0.0055	63.3442	0.0000	76.4856	63.3460	0.0000	95.2642	0.0055	0.7344	95.2669	99.7510	0.7390
3	0.388161	0.1386	0.7033	0.0000	76.6242	64.0493	0.0000	0.9412	0.0526	68.1057	96.2081	99.8036	68.8447
4	0.244930	15.0972	0.0000	0.0000	91.7213	64.0493	0.0000	0.0002	0.0956	0.2032	96.2083	99.8992	69.0479
5	0.238826	0.0000	0.0000	0.0000	91.7213	64.0493	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	96.2083	99.8992	69.0479
6	0.238788	0.0000	0.0000	0.0000	91.7213	64.0493	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	96.2083	99.8992	69.0479
7	0.235528	0.0000	0.0000	0.0000	91.7213	64.0493	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	96.2083	99.8992	69.0479
8	0.234046	2.1275	0.0000	0.0000	93.8488	64.0493	0.0000	0.0000	0.0190	0.3802	96.2083	99.9181	69.4281
9	0.226607	0.0000	0.1496	0.0000	93.8489	64.1990	0.0000	0.0174	0.0000	0.0000	96.2257	99.9181	69.4281
10	0.226501	0.0029	0.0000	0.0000	93.8518	64.1990	0.0000	0.0000	0.0000	0.0134	96.2257	99.9181	69.4415
11	0.226187	0.0000	0.0000	0.0000	93.8518	64.1990	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	96.2257	99.9181	69.4415
12	0.226179	0.0000	0.0000	0.0000	93.8518	64.1990	0.0000	0.0000	0.0000	0.0037	96.2257	99.9182	69.4452

Tableau VI.1 : Période et participation massique.

La somme des masses modales dans le 2ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 63.34% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 76.48%.

### 3.2. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que la valeur de l'effort tranchant à la base de bâtiment est supérieure à 80% de celle donnée par le RPA.

$$V_{\text{etabs}} > 0.8 V_{\text{RPA}} \quad \text{avec} \quad V_{\text{RPA}} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Art 4.1 RPA 99/2003}).$$

➤ **Déduction des coefficients A, et R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \quad A = 0.15 \quad (\text{Tab 4.1 RPA/2003}).$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 5** (Mixte portiques/voiles avec interaction). (Tab 4.3 RPA9/2003).

➤ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de la :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- régularité en plan et en élévation.
- qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :  $Q_1 = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec : **P<sub>q</sub>** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

• **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées

symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivant x-x : **Condition vérifiée. Px = 0.05**

Suivant y-y : **Condition vérifiée. Py = 0.05**

- **Régularité en plan**

**Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Suivant x-x : **Condition non vérifiée. Px = 0.05**

Suivant y-y : **Condition non vérifiée. Py = 0.05**

- **régularité en élévation :**

**La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature.....**Condition vérifiée P = 0.00**

- **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment..... **Condition vérifiée P = 0.00**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.....**condition vérifiée P = 0.00**

Critère q	Pénalité Pq :	
	Sens X-X	Sens Y-Y
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
suivi de chantier	0,00	0,00
	0.15	0.15

Tableau VI.2 : Valeurs de pénalités Pq dans les deux sens.

Donc :  $Q=1+\Sigma Pq = 1+0.15 = 1.15$

➤ **Détermination du facteur d'amplification dynamique D :**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2 RPA 99), en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure( $T$ ) :

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

$T_2$  : Période caractéristique, associée au site, donnée par le tableau (Tab 4.7 RPA 99/2003).

La nature du sol : Site ferme  $\rightarrow S 2 \rightarrow T_2 = 0.4 s$ .

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3 RPA 99/2003) comme suit:  $\eta =$

$$\sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} \geq 0.7$$

$\xi$  (%): est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2 RPA 99)  $\rightarrow \xi = 10\%$

D'où  $\eta = 0.76 \geq 0.70$  ..... Condition vérifiée.

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.  $T = C_T h_N^{3/4}$  (4.6 RPA 99/2003).

$$T = 0.05 \times 32.65^{3/4} = 0.68s$$

On peut également utiliser cette formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7 RPA 99/2003).$$

Où  $D$  est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6 RPA) et (4.7 RPA).

Avec:  $D_x = 14.06m$                        $D_y = 18.40m$

$$T_x = 0.09 \times 32.65 / \sqrt{14.06} = 0.78s \quad T_y = 0.09 \times 32.65 / \sqrt{18.40} = 0.68s$$

**Donc**             $T_x = T_y = 0.68s$

On a  $T_2 = 0.4s \leq T = 0.68s \leq 3.0s$             donc     $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.33$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_T = 1385.00KN \quad V_{calculé} = 0.8 \times 1385.00 = 1108.00KN$$

	D	A	R	Q	W <sub>T</sub> (KN)	V <sub>Calcu</sub> (KN)	V <sub>ETABS</sub> (KN)	Observation
x-x	1.33	0.15	5	1.15	30184.273	<b>1108.00</b>	<b>2341.62</b>	<b>cv</b>
y-y	1.33	0.15	5	1.15	30184.273	<b>1108.00</b>	<b>2836.18</b>	<b>cv</b>

**Tableau VI.3** : Valeurs de l'effort tranchant dans les deux sens.

❖ **conclusion :**

L'effort tranchant est vérifié à la base de bâtiment dans les deux directions.

**3.3. Déplacements relatifs :**

D'après (**Art 5.10 RPA99/2003**), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Formule (4.19 RPA 99/2003).}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4.20 RPA 99/2003).}$$

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

Les valeurs des déplacements relatifs sont données dans le tableau ci-dessous :

Niveau	1% $H_k$ (m)	Sens X-X		Sens Y-Y		observation
		$\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k$ x (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k$ y (m)	
Terrasse	0.0289	0.0259	<b>0.0017</b>	0.0125	<b>0.0017</b>	<b>cv</b>
8	0.0289	0.0242	<b>0.0021</b>	0.0108	<b>0.0015</b>	<b>cv</b>
7	0.0289	0.0221	<b>0.0024</b>	0.0093	<b>0.0014</b>	<b>cv</b>
6	0.0289	0.0197	<b>0.0024</b>	0.0079	<b>0.0015</b>	<b>cv</b>
5	0.0289	0.0173	<b>0.0026</b>	0.0064	<b>0.0015</b>	<b>cv</b>
4	0.0289	0.0147	<b>0.0027</b>	0.0049	<b>0.0013</b>	<b>cv</b>
3	0.0289	0.012	<b>0.0027</b>	0.0036	<b>0.0013</b>	<b>cv</b>
2	0.0289	0.0093	<b>0.0026</b>	0.0023	<b>0.001</b>	<b>cv</b>
1	0.0289	0.0067	<b>0.0023</b>	0.0013	<b>0.0007</b>	<b>cv</b>
RDC	0.0357	0.0044	<b>0.0023</b>	0.0006	<b>0.0002</b>	<b>cv</b>
S-Sol	0.0306	0.0021	<b>0.0021</b>	0.0004	<b>0.0004</b>	<b>cv</b>

**Tableau VI.4 :** Valeurs des déplacements relatifs sous  $E_x$  et  $E_y$ .

❖ **conclusion :**

Les valeurs des déplacements relatifs sont vérifiées dans les deux directions.

**3.4. Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f$$

Avec  $f$  : La flèche admissible.

$H_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

➤ Sous l'action de  $E_x$  :

$$\delta_{\max} = 0,03\text{m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{32.65}{500} = 0.0653 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

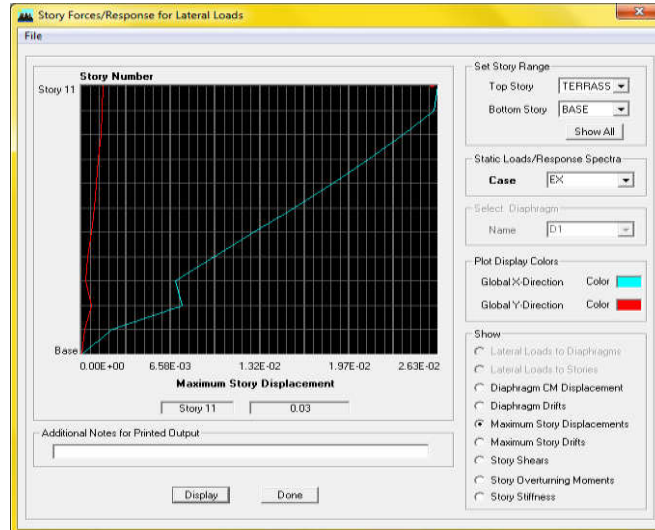


Figure IV.31 : déplacement maximal sous  $E_x$ .

➤ Sous l'action de  $E_y$  :

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{32.65}{500} = 0.0653 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

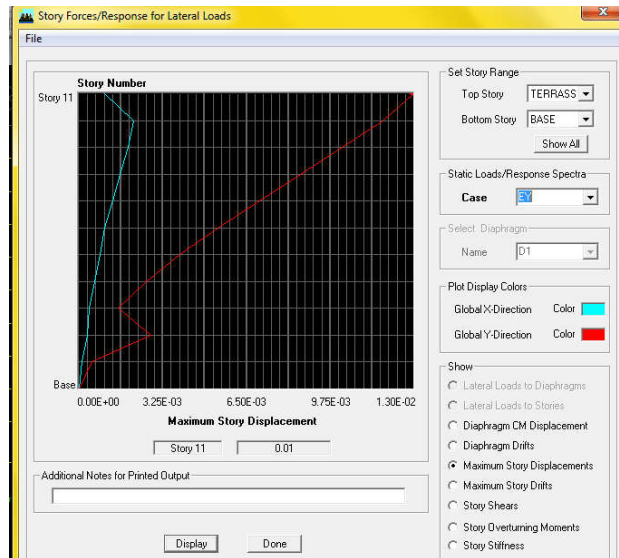


Figure IV.32 : déplacement maximal sous  $E_y$ .

### 3.5. Vérification de l'excentricité :

D'après (art 4.3.7 RPA99/2003) dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale  $\pm 0.05$

L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que :  $|CM - CR| \leq 5\% L$

Avec : CM : centre de masse. CR : centre de rigidité.

		CM	CR	Excentricité théorique	Excentricité accidentelle	
Niveau	Diaphragme	X <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	$ CM - CR $	5% L	observation
S-Sol	D1	7.02	7.004	<b>0.016</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
RDC	D2	7.014	7.009	<b>0.005</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
1	D3	7.017	6.985	<b>0.032</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
2	D4	7.018	6.955	<b>0.063</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
3	D5	7.018	6.934	<b>0.084</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
4	D6	7.018	6.924	<b>0.094</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
5	D7	7.018	6.922	<b>0.096</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
6	D8	7.019	6.924	<b>0.095</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
7	D9	7.019	6.929	<b>0.09</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
8	D10	7.069	6.937	<b>0.132</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>
terrasse	D11	11.062	11.061	<b>0.001</b>	<b>0.703</b>	<b>cv</b>

Tableau VI.5 : tableau de vérification de l'excentricité théorique sous Ex.

		CM	CR	Excentricité théorique	Excentricité accidentelle	
Niveau	Diaphragme	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	$ CM - CR $	5% L	observation
S-Sol	D1	6.825	7.333	<b>0.508</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
RDC	D2	9.175	9	<b>0.175</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
1	D3	8.976	9.366	<b>0.39</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
2	D4	8.982	9.813	<b>0.831</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
3	D5	8.982	9.972	<b>0.99</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
4	D6	8.982	9.941	<b>0.959</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
5	D7	8.986	9.83	<b>0.844</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
6	D8	9.061	9.708	<b>0.647</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
7	D9	8.992	9.608	<b>0.616</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
8	D10	8.904	9.561	<b>0.657</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>
terrasse	D11	6.786	6.434	<b>0.352</b>	<b>1.06</b>	<b>cv</b>

Tableau VI.6 : tableau de vérification de l'excentricité théorique sous Ey.

### 3.6. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

➤ **La valeur de l'effet P-Delta dépend de :**

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée d'une manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U :** Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- $\delta$  :** Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/ 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

**Avec**  $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « K ».

- Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Niveau	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			$V_{kx}$ (KN)	$\Delta_{kx}$ (m)	$\theta_x$	$V_{ky}$ (KN)	$\Delta_{ky}$ (m)	$\theta_y$
<b>Terrasse</b>	2548.109	2.89	51.24	<b>0.0017</b>	<b>0.029</b>	61.78	<b>0.0017</b>	<b>0.024</b>
<b>8</b>	3573.147	2.89	480.92	<b>0.0021</b>	<b>0.005</b>	623.94	<b>0.0015</b>	<b>0.002</b>
<b>7</b>	3112.914	2.89	883.92	<b>0.0024</b>	<b>0.002</b>	1184.68	<b>0.0014</b>	<b>0.001</b>
<b>6</b>	3073.662	2.89	1198.87	<b>0.0024</b>	<b>0.002</b>	1651.95	<b>0.0015</b>	<b>0.0009</b>
<b>5</b>	3073.662	2.89	1452.7	<b>0.0026</b>	<b>0.001</b>	2039.51	<b>0.0015</b>	<b>0.0007</b>
<b>4</b>	3073.662	2.89	1666.22	<b>0.0027</b>	<b>0.001</b>	2343.32	<b>0.0013</b>	<b>0.0005</b>
<b>3</b>	3032.957	2.89	1856.54	<b>0.0027</b>	<b>0.001</b>	2563.06	<b>0.0013</b>	<b>0.0005</b>
<b>2</b>	2967.393	2.89	2032.4	<b>0.0026</b>	<b>0.001</b>	2707.52	<b>0.001</b>	<b>0.0003</b>
<b>1</b>	2998.523	2.89	2191.13	<b>0.0023</b>	<b>0.001</b>	2790.93	<b>0.0007</b>	<b>0.0002</b>
<b>RDC</b>	2605.196	3.57	2341.62	<b>0.0023</b>	<b>0.000</b> 7	2836.18	<b>0.0002</b>	<b>0</b>
<b>S-Sol</b>	257.135	3.06	1709.33	<b>0.0021</b>	<b>0.000</b> 1	430	<b>0.0004</b>	<b>0</b>

Tableau VI.7 : Vérification de l'effet P-Delta.

❖ **conclusion :**

On a pour tous les niveaux et dans les deux directions

$\theta_k < 0.10$  donc **l'effet P-Delta est négligé.**

**3.7. Calcul du pourcentage de participation des voiles :**

❖ **sous les charges horizontales Ex et Ey :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

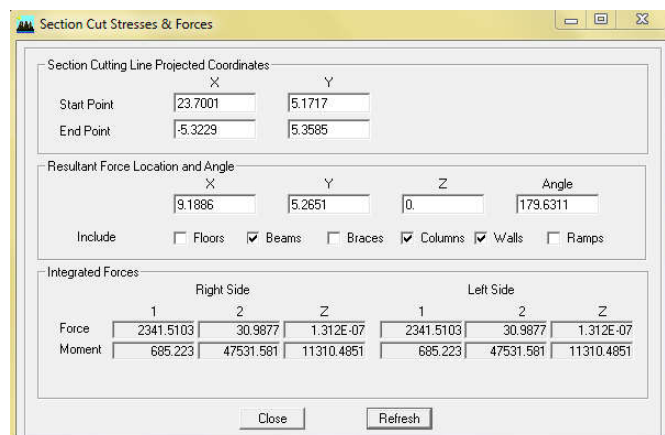


Figure IV.33 : effort repris par l'ensemble sous Ex.

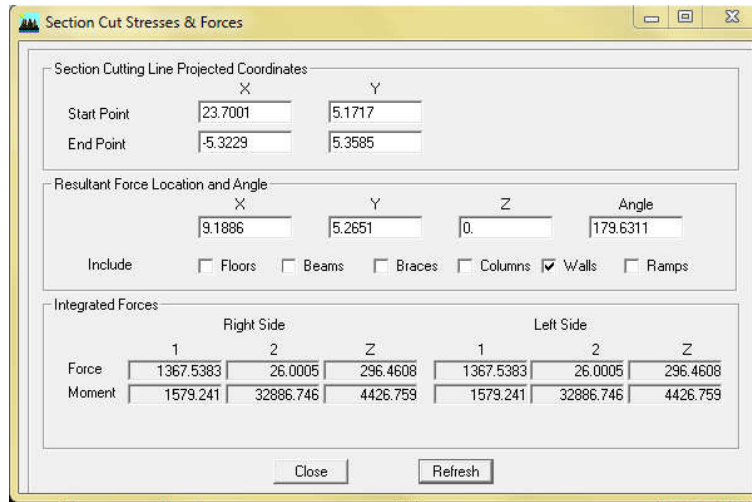


Figure IV.34 : effort repris par les voiles sous Ex.

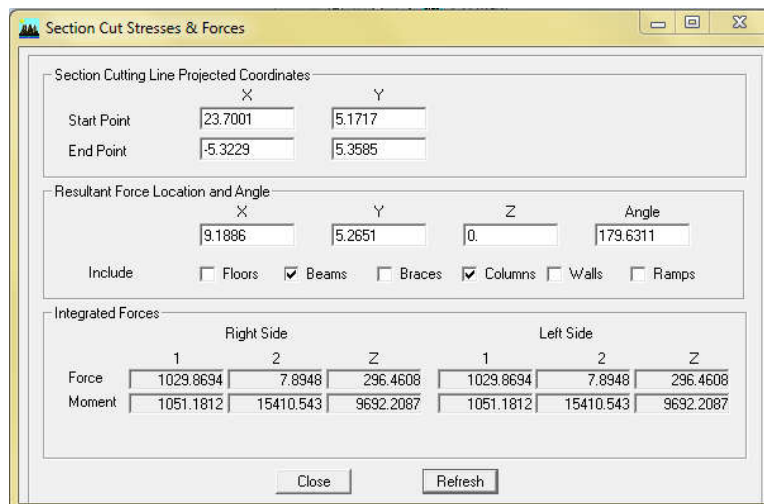


Figure IV.35 : effort repris par les portiques sous Ex.

Et de la même manière on aura les efforts repris par l'ensemble, voiles et portiques sous l'action Ey.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-après :

	sous Ex	le pourcentage	sous Ey	le pourcentage
<b>effort repris par l'ensemble</b>	2341.51		2853.16	
<b>effort repris par les portiques</b>	1029.86	43.9%	2853.00	0.6%
<b>effort repris par les voiles</b>	1367.53	58.4%	17.22	99.9%

Tableau VI.8: pourcentage de participation des voiles sous Ex et Ey.

❖ sous la charge verticale P :

	sous P	le pourcentage
effort repris par l'ensemble	-43124.92	
effort repris par les portiques	-32988.53	76.49 %
effort repris par les voiles	-10136.36	23.5%

Tableau VI.9 : pourcentage de participation des voiles sous la charge verticale P.

#### ❖ conclusion

##### ➤ pour les charges horizontales :

l'effort repris par les voiles est plus important que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles reprennent plus de 75% des sollicitations dues aux charges horizontales)

D'après le RPA 99/2003 le système de contreventement est de type 4a « système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles ».

##### ➤ Pour les charges verticales :

L'effort repris par les portiques est plus élevé que celui des voiles. Les portiques vont reprendre plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales.

#### Conclusion du 4<sup>ème</sup> chapitre :

Dans cette partie on a modélisé notre structure avec le logiciel ETABS et on a effectué 6 vérifications, d'après les résultats obtenu ci-dessus on constate que

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

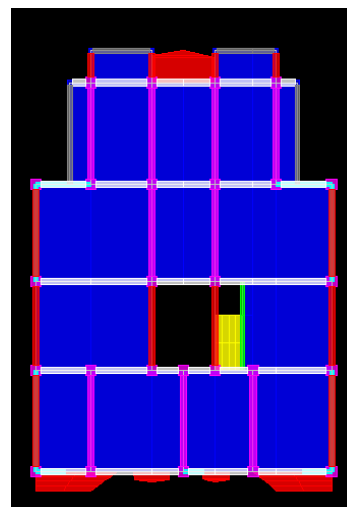
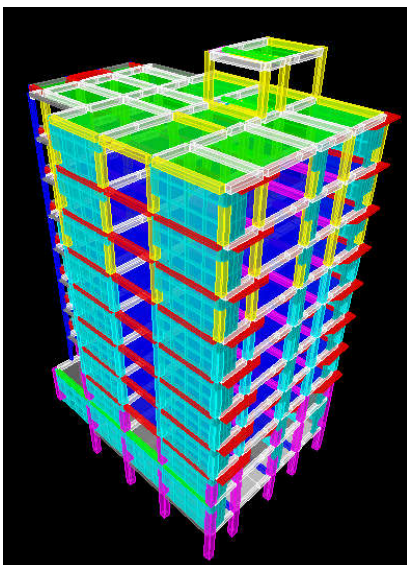


Figure IV.36 : vue en 3D et 2D de la structure.

## Chapitre V : ferrailage des éléments

### V.1. ferrailage des poteaux :

#### ❖ Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	$\gamma_b$	$F_{c28}$	$F_{bu}$	$\gamma_s$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

#### 1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- E L U ..... 1.35 G + 1.5 Q
- E L S ..... G + Q

Selon le RPA 99 /2003 (situation accidentelle)

- G + Q ± E ..... RPA 2003
- 0,8G ± E ..... RPA 2003

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant).
- Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant).
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant).

#### 2. Recommandations du RPA99 / 2003 pour la zone IIa:

Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites c est si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(h_1; b_1)$  : Section de poteau

$h_e$  : Hauteur d'étage

• **Ferraillage longitudinal :**

➤ **Ferraillage minimal d'après RPA99 (art 7.4.2.1) :**

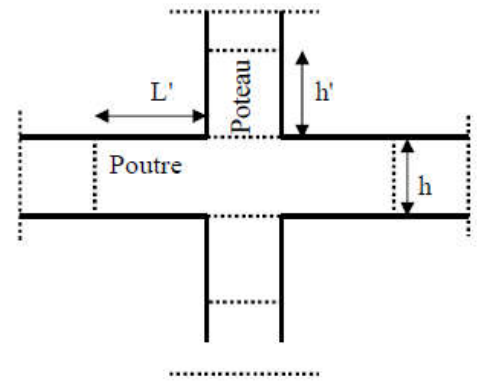
Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.8%.

Poteau (50×50) →  $0.008 \times 50 \times 50 = 20cm^2$

Poteau (45×45) →  $0.008 \times 45 \times 45 = 16.2cm^2$

Poteau (40×40) →  $0.008 \times 40 \times 40 = 12.8cm^2$

Poteau (20×20) →  $0.008 \times 20 \times 20 = 3.2cm^2$



➤ **Ferraillage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

❖ **4% en zone courante.**

Poteau (50×50) →  $0.04 \times 50 \times 50 = 100cm^2$

Poteau (45×45) →  $0.04 \times 45 \times 45 = 81cm^2$

Poteau (40×40) →  $0.04 \times 40 \times 40 = 64cm^2$

Poteau (20×20) →  $0.04 \times 20 \times 20 = 16cm^2$

❖ **6% en zone de recouvrement.**

Poteau (50×50) →  $0.06 \times 50 \times 50 = 150cm^2$

Poteau (45×45) →  $0.06 \times 45 \times 45 = 121.5cm^2$

Poteau (40×40) →  $0.06 \times 40 \times 40 = 96cm^2$

Poteau (20×20) →  $0.06 \times 20 \times 20 = 24cm^2$

**3.1. Calcul des armatures longitudinales a l'ELU:**

**Etape de calcul en flexion composée:**

**N : effort de traction**

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  ➡ la section est **partiellement tendue (S.P.T)**.

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  ➡ la section est **entièrement tendue (S.E.T)**.

**N : effort de compression**

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  ➡ la section est **partiellement comprimée (S.P.T)**.

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  ➡ on doit vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$(d - c')N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2 f_{bc} \dots\dots(1)$$

Avec  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c) \quad \text{➡ Moment fictif}$$

❖ Si l'inégalité (1) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Si: } \mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée}$$

$$\text{Si: } \mu \geq \mu_1 = 0.392 \quad \text{la section est doublement armée, donc il faut calculer } A_l$$

et  $A_l'$

$$\text{La section réelle est donnée par : } A'_s = A' \quad \text{et } A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

❖ Si l'inégalité (1) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \langle (0.5 - cb) h f_{bc} \dots\dots (2)$$

➤ Si l'inégalité (2) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

➤ Si l'inégalité (2) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

➤ **Ferrailage des poteaux dans les deux sens:**

	Zone	Sollicitation	h=b (m)	N (Kn)	M (Kn.m)	e (m)	h/2-c (m)	Obs	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A(adoptée) (cm <sup>2</sup> )
X-X	50*50	ELU	0.5	2008.49	1.159	0.0006	0.23	SPC	(0)	/	20	4HA20+4HA16	20,61
		0,8GEX	0.5	1265.67	1.159	0.0009	0.23	SPC	(0)	/			
		GQEX	0.5	1221.59	18.56	0.0152	0.23	SPC	(0)	/			
	45*45	ELU	0.45	1475.54	0.331	0.0002	0.205	SEC	(0)	0	16.2	4HA20+4HA14	18.72
		0,8GEX	0.45	827.62	6.582	0.0080	0.205	SPC	(0)	/			
		GQEX	0.45	907.33	37.45	0.0413	0.205	SPC	(0)	/			
	40*40	ELU	0.4	475.51	2.634	0.0055	0.18	SPC	(0)	/	12.8	4HA16+4HA14	14.2
		0,8GEX	0.4	250.93	24.861	0.0991	0.18	SPC	(0)	/			
		GQEX	0.4	332.07	27.073	0.0815	0.18	SPC	(0)	/			
20*20	ELU	0.2	219.2	0.293	0.0013	0.08	SPC	(0)	/	3.2	4HA12	4.51	
	0,8GEX	0.2	164.84	0.452	0.0027	0.08	SEC	(0)	0				
	GQEX	0.2	33.65	10.528	0.3129	0.08	SPC	1.09	/				
Y-Y	50*50	ELU	0.5	2008.49	1.159	0.0006	0.23	SEC	(0)	0	20	4HA20+4HA16	20,61
		0,8GEY	0.5	1005.31	20.129	0.0200	0.23	SPC	(0)	/			
		GQEY	0.5	1459.93	12.803	0.0088	0.23	SPC	(0)	/			
	45*45	ELU	0.45	1475.54	0.331	0.0002	0.205	SEC	(0)	0	16.2	4HA20+4HA14	18.72
		0,8GEY	0.45	749.22	19.804	0.0264	0.205	SPC	(0)	/			
		GQEY	0.45	1085.01	20.169	0.0186	0.205	SPC	(0)	/			
	40*40	ELU	0.4	475.51	2.634	0.0055	0.18	SPC	(0)	/	12.8	4HA16+4HA14	14.2
		0,8GEY	0.4	157.38	26.119	0.1660	0.18	SPC	(0)	/			
		GQEY	0.4	215.98	27.788	0.1287	0.18	SPC	(0)	/			
20*20	ELU	0.2	219.2	1.845	0.0084	0.08	SPC	(0)	/	3.2	4HA12	4.51	
	0,8GEY	0.2	101.17	0.747	0.0074	0.08	SPC	(0)	/				
	GQEX	0.2	132.81	1.15	0.0087	0.08	SEC	(0)	0				

Tableau V.2 : ferraillage des poteaux a l'ELU.

**3.2. Vérification de la section d'armature a l'ELS:** Les résultats sont donnés par le tableau suivant avec l'aide de **SOCOTEC**:

Zone	sens	Effort Normal (KN)	Moment(KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	OBS	$\sigma_b^{sup}$ (MPa)	$\sigma_b^{inf}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s^{sup}$ (MPa)	$\sigma_s^{inf}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Obs.
50x50	x-x	N <sub>max</sub> =1458.12	M <sub>cor</sub> =0.826	0.00056	SEC	5.34	5.27	15	80	79.2	400	CV
		N <sub>min</sub> =782	M <sub>cor</sub> =5.677	0.007	SEC	3.07	2.62		45.6	39.8		CV
		N <sub>cor</sub> =890.01	M <sub>max</sub> =13.482	0.015	SEC	3.76	2.71		55.5	41.6		CV
	y-y	N <sub>max</sub> =1458.12	M <sub>cor</sub> =40.81	0.027	SEC	6.9	3.71	15	100.6	58.6	400	CV
		N <sub>min</sub> =782	M <sub>cor</sub> =0.016	0	SEC	2.85	2.84		42.7	42.7		CV
		N <sub>cor</sub> =1458.12	M <sub>max</sub> =40.81	0.027	SCE	6.9	3.71		100.6	58.6		CV
45x45	x-x	N <sub>max</sub> =1076.25	M <sub>cor</sub> = 0.2	0.00018	SEC	4.77	4.75	15	71.6	71.3	400	CV
		N <sub>min</sub> =531.13	M <sub>cor</sub> =3.71	0.0069	SEC	2.54	2.16		37.8	2.16		CV
		N <sub>cor</sub> =787.87	M <sub>max</sub> =25.345	0.03	SEC	4.81	2.16		69.5	35.1		CV
	y-y	N <sub>max</sub> =1076.25	M <sub>cor</sub> =21.156	0.019	SEC	5.87	3.66	15	85.8	57.1	400	CV
		N <sub>min</sub> =531.13	M <sub>cor</sub> =7.796	0.014	SEC	2.76	1.94		40.5	30		CV
		N <sub>cor</sub> =1065.2	M <sub>max</sub> =23.537	0.02	SEC	5.94	3.49		86.7	54.7		CV
40x40	x-x	N <sub>max</sub> =209.14	M <sub>cor</sub> =3.968	0.018	SEC	1.08	0.7	15	15.8	10.8	400	CV
		N <sub>min</sub> =58.47	M <sub>cor</sub> =7.373	0.12	SPC	0.62	0		8.48	-1.4		CV
		N <sub>cor</sub> =162.34	M <sub>max</sub> =19.741	0.12	SPC	1.67	0		23	-3.1		CV
	y-y	N <sub>max</sub> =209.14	M <sub>cor</sub> =16.64	0.07	SPC	1.87	0	15	24.8	-17.4	400	CV
		N <sub>min</sub> =58.47	M <sub>cor</sub> =17.824	0.3	SEC	1.69	0.09		23.7	2.91		CV
		N <sub>cor</sub> =116.87	M <sub>max</sub> =24.24	0.2	SPC	1.33	0		20.4	-17.1		CV
20*20	x-x	N <sub>max</sub> =120.96	M <sub>cor</sub> =0.326	0.0026	SEC	2.78	2.39	15	40.9	36.7	400	CV
		N <sub>min</sub> =11.03	M <sub>cor</sub> =0	0	SEC	0.24	0.24		3.54	3.54		CV
		N <sub>cor</sub> =24.61	M <sub>max</sub> =7.718	0.31	SPC	7.6	0		62.5	-177.4		CV
	y-y	N <sub>max</sub> =120.96	M <sub>cor</sub> =1.35	0.01	SEC	3.4	1.78	15	47.3	30.3	400	CV
		N <sub>min</sub> =11.03	M <sub>cor</sub> =0	0	SEC	0.24	0.24		3.54	3.54		CV
		N <sub>cor</sub> =15.36	M <sub>max</sub> =1.543	0.1	SPC	1.55	0		16.2	-16.4		CV

**Tableau V.3 :** vérification de la section d'armature a l'ELS

### 3.3. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \tau_{bu} \text{ Contrainte de cisaillement} \\ V_u : \text{Effort tranchant de la section étudiée} \\ b : \text{la largeur de la section étudiée} \\ d : \text{la hauteur utile (d = h-c)} \\ f_{c28} = 25 \text{MPa} \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad \text{et} \quad L_f = 0.7h_e$$

$L_f$  : La longueur de flambement du poteau.

	$L_f$	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\bar{\tau}_b$	sens x-x		sens y-y	
					$V_u$	$\tau_{bu}$	$V_u$	$\tau_{bu}$
P (50×50)	214.2	<b>4.28</b>	<b>0.04</b>	1	97.01	<b>0.41</b>	26.67	<b>0.11</b>
	249.9	<b>5</b>	<b>0.075</b>	1.875	126.6	<b>0.54</b>	224.31	<b>0.95</b>
	202.3	<b>4.046</b>	<b>0.04</b>	1	85.86	<b>0.36</b>	83.22	<b>0.35</b>
p (45×45)	202.3	<b>4.49</b>	<b>0.04</b>	1	72.1	<b>0.38</b>	34.88	<b>0.18</b>
p (40×40)	202.3	<b>5.05</b>	<b>0.075</b>	1.875	58.07	<b>0.39</b>	27.93	<b>0.18</b>
p (20×20)	202.3	<b>5.05</b>	<b>0.075</b>	1.875	6.82	<b>0.2</b>	6.82	<b>0.2</b>

Tableau V.4: vérification de la contrainte tangentielle.

#### ❖ Conclusion :

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_b$  Les contraintes tangentielles sont admissibles.

### 3.4. Longueur d'ancrage (BAEL.91 Art A.6.1.221) :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Et} \quad \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \quad , \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$HA12 \rightarrow L_s = 42.3 \text{cm} \quad \text{On prend} \quad L_s = 45 \text{cm}$$

$$HA14 \rightarrow L_s = 49.38 \text{cm} \quad \text{On prend} \quad L_s = 50 \text{cm}$$

$$HA16 \rightarrow L_s = 56.44 \text{cm} \quad \text{On prend} \quad L_s = 60 \text{cm}$$

HA20  $\rightarrow L_s = 70.54\text{cm}$  On prend  $L_s = 75\text{cm}$

**3.5. longueur minimale de recouvrement est:**  $L = 40\phi$

- Pour les HA12 :  $L = 40\phi = 48\text{cm}$
- Pour les HA14 :  $L = 40\phi = 56\text{cm}$
- Pour les HA16 :  $L = 40\phi = 64\text{cm}$
- Pour les HA20 :  $L = 40\phi = 80\text{cm}$

#### 4. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

#### 4.1. Diamètre des armatures (Art A.8.1.3 BAEL91 /99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm}$$

$\phi_l^{\max}$  : Diamètre max des armatures longitudinales (Art 7.5.2.2 RPA99/2003).

Soit :  $A_{ad} = 3,14\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$

#### 4.2. Calcul des espacements :

- L'espacement des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003) :

❖ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm})$$

Nous adoptons :  $S_t = 10\text{cm}$

❖ En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min}$$

Nous adoptons :  $S_t = 20\text{cm}$

Avec :  $\phi_l^{\min}$  Diamètre minimal des armatures longitudinales.

#### 4.3. vérification de la quantité d'armature transversale (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC avec :  $h=3,57\text{m}$ .

$$L_f = 0.7h_e = 2.499\text{m} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} = 4.998 \quad \lambda_g > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times bS_t = 1.5 \text{ cm}^2 \quad A_t = 3.14 > A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \times bS_t = 3 \text{ cm}^2 \quad A_t = 3.14 > A_{\min} = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 5. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{357 - 40}{6} = 52.8 \text{ cm}, 50, 50, 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2h = 80 \text{ cm}$$

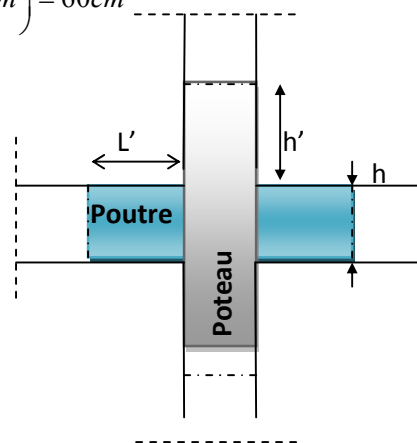


Figure V.1: Représentation de la zone nodale.

### ❖ Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s$  (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/ 2003 » en zone II<sub>a</sub>

	NIVEAU	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales	Armature transversales
<b>Zone I</b>	SS, RDC, 1	50x 50	4 HA 20+ 4 HA 16	4HA8
<b>Zone II</b>	2,3, 4, 5	45 x 45	4 HA 20+4HA14	4HA8
<b>Zone III</b>	6, 7,8	40 x 40	4 HA 16+ 4 HA 14	4HA8
<b>P 20</b>	2 ,3,4,5,6,7, 8	20 x 20	4 HA 12	4HA8

Tableau V.5. Ferrailage finale des poteaux.

## V.2. Ferrailage des poutres :

### ❖ Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple à l'ELU sous la combinaison de charges (1.35G+1.5Q), et ensuite vérifiées à l'ELS.

### 1. Recommandations du RPA :

#### • Ferrailage longitudinal :

##### ➤ Ferrailage minimal d'après RPA99 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.5%.

$$\text{Poutre principale} \rightarrow 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire} \rightarrow 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre de chaînage} \rightarrow 0.005 \times 20 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre noyée} \rightarrow 0.005 \times 20 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

##### ➤ Ferrailage maximum :

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

#### ❖ 4% en zone courante.

$$\text{Poutre principale} \rightarrow 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire} \rightarrow 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre de chaînage} \rightarrow 0.04 \times 20 \times 20 = 16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre noyée} \rightarrow 0.04 \times 20 \times 20 = 16 \text{ cm}^2$$

#### ❖ 6% en zone de recouvrement.

$$\text{Poutre principale} \rightarrow 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire} \rightarrow 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre de chaînage} \rightarrow 0.06 \times 20 \times 20 = 24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre noyée} \rightarrow 0.06 \times 20 \times 20 = 24 \text{ cm}^2$$

### 2. calcul de ferrailage a l'ELU :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Pour les FE400 :}$$

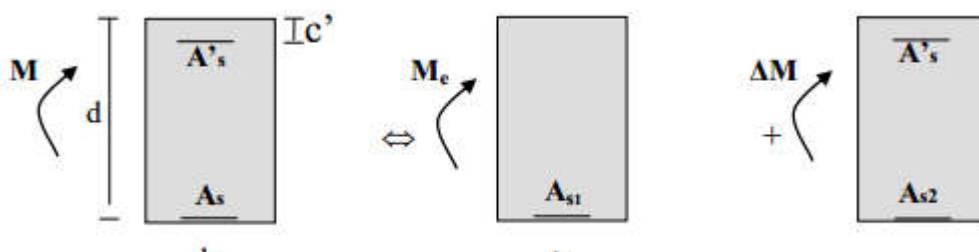
Si  $\mu_b \leq \mu \rightarrow$  section simplement armée, si non section doublement armée.

#### • section sans armatures comprimées $A'_s = 0$ :

$$\text{si } \mu_b \leq \mu = 0.392 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

#### • section avec armatures comprimées $A'_s \neq 0$ :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



As : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A's : La section supérieur la plus comprimée.

$$\Delta M = M - M_e \quad \text{Avec} \quad M_e = \mu_e \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\text{Finalement : } \begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta_e \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux qui suivent :

ferrailage des poutres principales (ELU)							
	$M_u^{\max}$	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s (cm^2)$	Ferrailage	$A_s$ adoptée $cm^2$
Travée	134.692	0.23	SSA	<b>0.867</b>	<b>9.32</b>	6HA14	<b>9.24</b>
Appuis	147.425	0.16	SSA	<b>0.912</b>	<b>10.56</b>	3HA16+3HA14	<b>10.64</b>
ferrailage des poutres secondaires(ELU)							
	$M_u^{\max}$	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s (cm^2)$	Ferrailage	$A_s$ adoptée $cm^2$
Travée	74.499	0.128	SSA	<b>0.931</b>	<b>5.40</b>	6HA12	<b>6.77</b>
Appuis	59.787	0.066	SSA	<b>0.966</b>	<b>4.18</b>	3HA12+3HA14	<b>8.01</b>
ferrailage des poutres de chaînage (ELU)							
	$M_u^{\max}$	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s (cm^2)$	Ferrailage	$A_s$ adoptée $cm^2$
Travée	4.753	0.058	SSA	<b>0.970</b>	<b>0.72</b>	2HA12	<b>2.25</b>
Appuis	7.855	0.062	SSA	<b>0.968</b>	<b>1.19</b>	2HA12	<b>2.25</b>
ferrailage de la poutre noyée (ELU)							
	$M_u^{\max}$	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s (cm^2)$	Ferrailage	$A_s$ adoptée $cm^2$
Travée	8.252	0.1	SSA	<b>0.947</b>	<b>1.28</b>	2HA12	<b>2.25</b>
Appuis	7.396	0.058	SSA	<b>0.970</b>	<b>1.12</b>	2HA12	<b>2.25</b>

Tableau V.6 : ferrailage des poutres a l'ELU.

### 3.1. Vérification de la condition de non fragilité:

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

	section $cm^2$	$A_s$ $cm^2$	$A_{\min}$ $cm^2$	$A_s \geq A_{\min}$
poutre principale	(40*30)	<b>9.24</b>   <b>10.64</b>	<b>1.34</b>	<b>cv</b>
poutre secondaire	(40*30)	<b>6.77</b>   <b>8.01</b>	<b>1.34</b>	<b>cv</b>
poutre de chaînage	(20*20)	<b>2.25</b>   <b>2.25</b>	<b>0.41</b>	<b>cv</b>
poutre noyée	(20*20)	<b>2.25</b>   <b>2.25</b>	<b>0.41</b>	<b>cv</b>

Tableau V.7 : vérification de la condition de non fragilité.

### 3.2. Vérification à l'ELS:

#### ❖ Vérification vis-à-vis de la durabilité de la structure:

##### \* Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

##### \* Etat limite de compression du béton:

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s} \end{cases} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Vérification a l'état limite de compression du béton aux poutres « en travée »									
	$M_{ser}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$
PP	66.708	9.24	0.831	<b>0.870</b>	<b>23.46</b>	<b>224.279</b>	<b>9.55</b>	<b>15</b>	<b>cv</b>
PS	18.415	6.77	0.606	<b>0.885</b>	<b>28.48</b>	<b>83.06</b>	<b>2.81</b>	<b>15</b>	<b>cv</b>
PC	2.73	2.25	0.661	<b>0.881</b>	<b>27.02</b>	<b>81.02</b>	<b>2.99</b>	<b>15</b>	<b>cv</b>
PN	5.181	2.25	0.661	<b>0.881</b>	<b>27.02</b>	<b>153.74</b>	<b>5.69</b>	<b>15</b>	<b>cv</b>
Vérification a l'état limite de compression du béton aux poutres « aux appuis »									
	$M_{ser}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$
PP	95.241	10.64	0.958	0.863	21.5	280.33	<b>13.03</b>	<b>15</b>	<b>cv</b>
PS	54.609	8.01	0.720	0.878	25.98	209.86	<b>8.07</b>	<b>15</b>	<b>cv</b>
PC	3.452	2.25	0.661	0.881	27.02	102.43	<b>3.79</b>	<b>15</b>	<b>cv</b>
PN	5.976	2.25	0.661	0.881	27.02	177.33	<b>6.56</b>	<b>15</b>	<b>cv</b>

**Tableau V.8 :** Vérification a l'état limite de compression du béton aux poutres.

#### ❖ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens : Calcul de la flèche : BAEL 91/99 (Art .B.6.5, 1),

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

##### Poutre principale :

$$f_{etabs} = 0.24 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm}$$

##### Poutre secondaire :

$$f_{etabs} = 0.094 < \bar{f} = \frac{455}{500} = 0.91cm$$

**Poutre de chaînage :**

$$f_{etabs} = 0.028 < \bar{f} = \frac{260}{500} = 0.52cm$$

**Poutre noyée:**

$$f_{etabs} = 0.45 < \bar{f} = \frac{395}{500} = 0.79cm$$

**3.3. Justification de la contrainte tangentielle BAEL 91/99 art A.5.1) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  ».

Il faut vérifier cette condition :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa$  (fissuration non préjudiciable).

	section cm <sup>2</sup>	$V_u$	$\tau_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
poutre principale	(40*30)	254.21	<b>2.29</b>	<b>cv</b>
poutre secondaire	(40*30)	58.18	<b>0.52</b>	<b>cv</b>
poutre de chaînage	(20*20)	12.03	<b>0.35</b>	<b>cv</b>
poutre noyée	(20*20)	7.28	<b>0.21</b>	<b>cv</b>

**Tableau V.9:** Vérification des contraintes tangentielle.

**3.4. Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**

❖ **influence sur le béton:**

On doit vérifier la relation suivante:  $T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$  Avec  $a = 0.9d$

	section cm <sup>2</sup>	a	$T_u$	$0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$	$T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$
poutre principale	(40*30)	33.3	<b>254.21</b>	<b>666</b>	<b>cv</b>
poutre secondaire	(40*30)	33.3	<b>58.18</b>	<b>666</b>	<b>cv</b>
poutre de chaînage	(20*20)	15.3	<b>12.03</b>	<b>204</b>	<b>cv</b>
poutre noyée	(20*20)	15.3	<b>7.28</b>	<b>204</b>	<b>cv</b>

**Tableau V.10:** influence de l'effort tranchant sur le béton.

❖ **Influence sur les aciers:**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9 V_u d$ , on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

	section cm <sup>2</sup>	$M_u$	$T_u$	$\frac{M_u}{0.9d}$	$T_u \leq \frac{M_u}{0.9d}$
poutre principale	(40*30)	147.425	<b>254.21</b>	<b>442.71</b>	<b>cv</b>
poutre secondaire	(40*30)	59.787	<b>58.18</b>	<b>179.54</b>	<b>cv</b>
poutre de chaînage	(20*20)	7.855	<b>12.03</b>	<b>51.33</b>	<b>cv</b>
poutre noyée	(20*20)	7.396	<b>7.28</b>	<b>49.34</b>	<b>cv</b>

Tableau V.11: influence de l'effort tranchant sur les aciers.

### 3.5. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

Soit  $\sum U_i$  : périmètre minimale circonscrit a la section droite des barres.

	ferrailage	$T_u$	$\sum U_i$	$\tau_{se}$	$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$
poutre principale	6HA16	<b>254.21</b>	<b>263.7</b>	<b>3.00</b>	<b>cv</b>
poutre secondaire	6HA12	<b>58.18</b>	<b>226.1</b>	<b>0.77</b>	<b>cv</b>
poutre de chaînage	2HA12	<b>12.03</b>	<b>75.4</b>	<b>1.04</b>	<b>cv</b>
poutre noyée	2HA12	<b>7.28</b>	<b>75.4</b>	<b>0.63</b>	<b>cv</b>

Tableau V.12: Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres.

### 3.6. a. Longueur d'ancrage (BAEL.91 Art A.6.1.221) :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{et} \quad \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \quad , \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$HA12 \rightarrow L_s = 42.3cm \quad \text{On prend} \quad L_s = 45cm$$

$$HA14 \rightarrow L_s = 49.38cm \quad \text{On prend} \quad L_s = 50cm$$

$$HA16 \rightarrow L_s = 56.44cm \quad \text{On prend} \quad L_s = 55cm$$

### 3.6. b. Calcul de la longueur d'ancrage:

$$\text{Pour } \varphi 16 : L_a = 0.4 \times L_s = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varphi 14 : L_a = 0.4 \times L_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varphi 12 : L_a = 0.4 \times L_s = 18 \text{ cm}$$

### 4.1. Diamètre des armatures (Art A.8.1.3 BAEL91 /99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

$\phi_l^{\max}$  : Diamètre max des armatures longitudinales (Art 7.5.2.2 RPA99/2003).

Soit :  $A_{ad} = 3,14cm^2 = 4HA8$

#### 4.2. Calcul des espacements :

- L'espacement des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/ 2003) :

❖ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min}; 15cm\right)$$

Pour les PP  $S_t = 10cm$

Pour les PS  $S_t = 10cm$

❖ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Pour les PP  $S_t = 10cm$

Pour les PS  $S_t = 10cm$

Avec :  $\phi_l^{\min}$  Diamètre minimal des armatures longitudinales.

#### ❖ Conclusions :

Après toutes vérifications de ferrailage qu'on a calculé, le ferrailage des différentes poutres de nôtre structure est comme suit :

	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales		Armature transversales
		aux appuis	en travée	
<b>PP</b>	(40*30)	3HA16+3HA14	6HA14	4HA8
<b>PS</b>	(40*30)	3HA12+3HA14	6HA12	4HA8
<b>PC</b>	(20*20)	2HA12	2HA12	4HA8
<b>PN</b>	(20*20)	2HA12	2HA12	4HA8

Tableau V.13. Ferrailage finale des poutres.

**V.3. Ferraillage des voiles :**

**1. Introduction :**

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement qui reprennent des charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitations) et charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Le calcul se fera avec la méthode des tronçons de la RDM.

**2. Exposé de la méthode de calcul :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M). Pour notre cas les valeurs des contraintes seront extraites de logiciel de calcul

ETABS et le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

**Avec:**

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones.

❖ **Ferraillage de la section entièrement comprimée :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$

e : épaisseur du voile

- La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré

Situation accidentelle :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} ; f_{bc} = \dots\dots\dots \text{MPa}$$

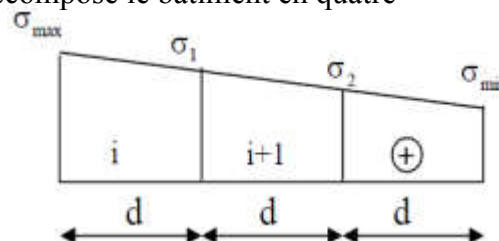
Situation courante :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = \dots\dots\dots \text{MPa}$$

- Armatures minimales (Art A.8.1 .21 BAEL 91) :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

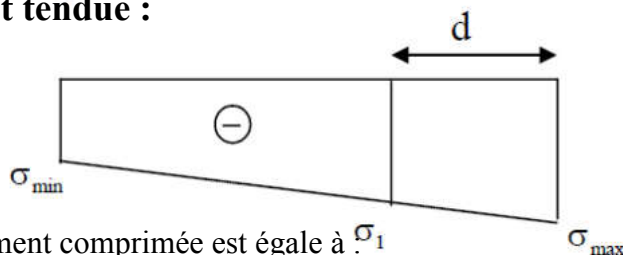
$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$



❖ **Ferrailage de la section entièrement tendue :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d.e$$

e : épaisseur du voile



- La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à  $\sigma_1$

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Armatures verticales minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad \text{(Condition de non fragilité BAEL Art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \quad \text{(Section minimale du RPA Art 7.7.4.1).}$$

Avec B est la section du tronçon considéré.

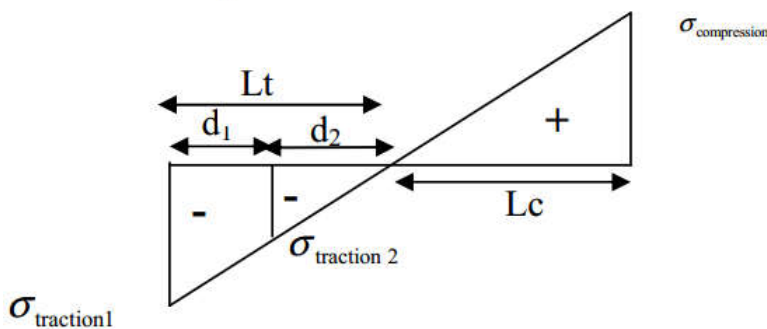
❖ **Ferrailage de la section partiellement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction}}{2} d.e$$

$$L_c = \frac{\sigma_{compression}}{\sigma_{traction} + \sigma_{compression}} L$$

$$L_t = L - L_c$$



La section d'armature est égale à :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ **Armatures verticales minimales**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Exigences du RPA 99/2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

➤ **Armatures horizontales:**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0.15\% B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :  $A_{vi} = 1.1 \frac{1.4T}{f_e}$  et  $T = 1.4LV_u$

$T_u$  : Effort tranchant au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité des voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

➤ **Espacement :**

D'après (l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$S \leq \min \{1.5e; 30cm\}$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ **Longueur de recouvrement:**

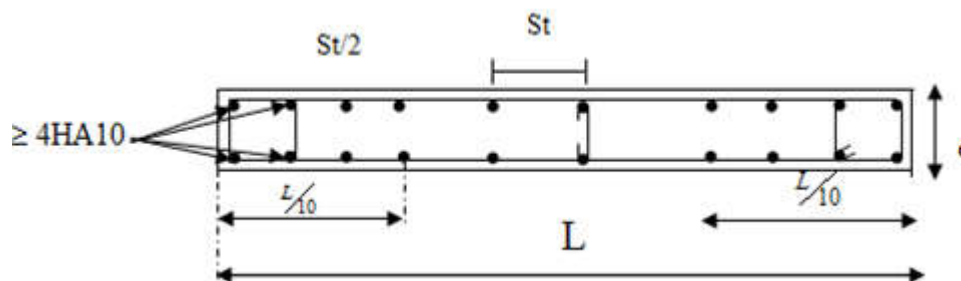
Elles doivent être égales à:

40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



**Figure V.14.** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**3. Vérification :**❖ **à l'ELS :**

$$N_s = G + Q \quad \sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

 $N_s$  : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ **vérification de la contrainte de cisaillement :**❖ **Selon le RPA99/2003 :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Pour une fissuration peut nuisible}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.**4. Exemple de calcul :**

Dans cette étape on va calculer le ferrailage du voile VT1 dans la zone I

$$L = 4.50 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = 2240.340 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 502.206 \text{ KN / m}^2 \quad \text{SPC}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \quad L_c = 3.68 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_t = L - L_c = 0.82 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = 1.59 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur :

$$\text{On prend } d_{ad} = 0.41 \text{ m} \quad \text{et} \quad d_2 = L_t - d_{ad} = 0.41 \text{ m}$$

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

- **Zone courante :**  $St \leq \min(1.5x e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$  **Soit : St = 30 cm.**
- **Zone d'appuis :**  $S_A = St / 2 = 10 \text{ cm.}$  **Soit : S<sub>A</sub> = 15 cm.**

**Détermination des armatures :**

## ❖ Armatures verticales :

- 1<sup>ère</sup> bande :  $d_{ad} = 0.41 \text{ m}$ .

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = 31.04 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 0.78 \text{ cm}^2$$

- Section minimale :  $A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 d \cdot e \right\} = 4.33 \text{ cm}^2$

- 2<sup>ième</sup> bande :  $d_2 = 0.41 \text{ m}$ .

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 10.35 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- Section minimale :  $A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 d \cdot e \right\} = 4.33 \text{ cm}^2$

## ❖ Armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**1<sup>ère</sup> bande :** 10HA12 = 11.03 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> **soit :** 5HA12 /nappe .avec espacement de **8.2 cm**.

**2<sup>ème</sup> bande :** 16HA12 = 11.03 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> **soit :** 5HA12/nappe avec espacement de **8.2 cm**.

## ❖ Armatures horizontales :

**D'après le BAEL 91 :**  $A_h = \frac{A_v}{4} = 2.76 \text{ cm}^2$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right\} = 13.5 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 12HA14 = 18.45 cm<sup>2</sup>/ ml **avec :** St = 26cm.

## ❖ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. **Soit :** 04 épingle de HA8 / m<sup>2</sup>

## ❖ Armature des potelets :

Vu que la section d'armatures dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement:**

❖ Selon le RPA99 (Art 7.2.2 RPA 99 / 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = 0,9 MPa \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ D'après le BAEL 91 (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99) :

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa\right) = 3.26 MPa \quad (\text{cas : } \gamma_b = 1.15)$$

$$\tau_u = 0.648 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.26 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \quad \sigma_{bc} = 12.25 MPa \quad \sigma_{bc} = 12.25 < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

Zone	I	II	III
hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
hauteur etage (m)	3.57	2.89	2.89
L (m)	4.50	4.60	4.70
e (m)	0.20	0.20	0.20
B (m <sup>2</sup> )	0.9	0.92	0.94
He	3.570	2.890	2.890
h	3.17	2.49	2.49

Tableau V.15: caractéristiques géométriques du voile VT1.

T(kN)	524.491	67.757	180.793
N <sub>ser</sub> (kN)	11320.97	7803.23	3439.19
Vu (kN)	24.370	114.360	70.180
σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	2240.340	3410.990	797.460
σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	502.260	1670.280	189.670
σs (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00
L <sub>c</sub>	3.68	3.09	3.80
L <sub>t</sub>	0.82	1.51	0.90
d	1.59	1.25	1.25
d <sub>adopté</sub>	0.41	0.76	0.45

$d_2 = L_t - d_{\text{adopté}}$	0.41	0.76	0.45
$\sigma_1$	251.130	835.140	94.835
$N_1$	31.04	189.42	12.85
$N_2$	10.35	63.14	4.28

Tableau V.16: sollicitation de calcul.

$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	0.78	4.74	0.32
$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	0.26	1.58	0.11
$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.67	3.14	1.93
$A'v1/\text{bande/nappe}$	<b>0.94</b>	<b>5.52</b>	<b>0.80</b>
$A'v2/\text{bande/nappe}$	<b>0.43</b>	<b>2.36</b>	<b>0.59</b>
$A_{\text{min}}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$	<b>4.33</b>	<b>7.94</b>	<b>4.74</b>

Tableau V.17: armatures verticales.

$A'v1 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	11.304	11.0304	7.85	
$A'v2 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	11.304	11.304	7.85	
Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2×5HA12	2×5HA10	2×5HA10	
Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2×5HA12	2×5HA10	2×5HA10	
ST	30	30	30	
Espacement (cm)	Bande 1	<b>8.2</b>	<b>15.2</b>	<b>9</b>
	Bande 2	<b>8.2</b>	<b>15.2</b>	<b>9</b>

Tableau V.18: ferrailage adopté pour les armatures verticales.

AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	13.50	13.80	14.10
AH adopté (cm <sup>2</sup> )	18.45	18.45	18.45
choix de la section	12HA14	12HA14	12HA14
Espacement st(cm)	26	20	20
$A_t$ adoptées	<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		

Tableau V.19: armature horizontale et armature en traction.

$\tau_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	<b>0.907</b>	<b>0.115</b>	<b>0.299</b>
$\bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa}$	$\tau_u$	<b>0.648</b>	<b>0.082</b>	<b>0.214</b>
$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	<b>12.256</b>	<b>8.396</b>	<b>3.622</b>

Tableau V.20: vérification des contraintes.

## ❖ Ferrailage de voile VT2 :

Zone		I	II	III
hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
hauteur etage (m)		3.57	2.89	2.89
L (m)		4.10	4.20	4.30
e (m)		0.20	0.20	0.20
B (m <sup>2</sup> )		0.82	0.84	0.86
He		3.570	2.890	2.890
h		3.17	2.49	2.49
T(kN)		524.491	51.975	180.793
N <sub>ser</sub> (kN)		11320.97	7803.28	3439.19
Vu (kN)		24.370	140.950	70.180
σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2766.560	3285.890	1220.290
σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		871.330	1155.110	333.370
σs (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
L <sub>c</sub>		3.12	3.11	3.38
L <sub>t</sub>		0.98	1.09	0.92
d		1.59	1.25	1.25
d <sub>adopté</sub>		0.49	0.55	0.46
d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0.49	0.55	0.46
σ <sub>1</sub>		435.665	577.555	166.685
N <sub>1</sub>		64.17	94.64	23.07
N <sub>2</sub>		21.39	31.55	7.69
A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1.60	2.37	0.58
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0.53	0.79	0.19
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.67	3.88	1.93
A <sup>v</sup> 1/bande/nappe		1.77	3.34	1.06
A <sup>v</sup> 2/bande/nappe		0.70	1.76	0.67
A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5.16	5.74	4.84
A <sup>v</sup> 1 adopté (cm <sup>2</sup> )		11.304	11.0304	7.85
A <sup>v</sup> 2 adopté (cm <sup>2</sup> )		11.304	11.304	7.85
Choix de (cm <sup>2</sup> )		2× 5HA12	2×5HA10	2×5HA10
Choix de A(cm <sup>2</sup> )		2×5HA12	2×5HA10	2×5HA10
ST		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	10	11	10
	Bande 2	10	11	10
AH /nappe (cm2)		12.30	12.60	12.90
AH adopté (cm2)		18.45	18.45	18.45
choix de la section		12HA14	12HA14	12HA14
Espacement st(cm)		20	20	20
At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ <sub>b</sub>	0.995	0.096	0.327
$\bar{\tau}_u = 3.26MPa$	τ <sub>u</sub>	0.711	0.069	0.234
$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ <sub>bc</sub>	13.806	9.290	3.999

Tableau V.21: ferrailage de voile VT2.

## ❖ Ferrailage de voile VL1:

Zone		I	II	III
hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
hauteur etage (m)		3.57	2.89	2.89
L (m)		0.90	0.95	1.00
e (m)		0.20	0.20	0.20
B (m <sup>2</sup> )		0.18	0.19	0.2
He		3.570	2.890	2.890
h		3.17	2.49	2.49
T(kN)		351.508	151.232	27.330
N <sub>ser</sub> (kN)		750.00	732.04	1070.63
Vu (kN)		14.300	16.290	13.800
$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2100.230	4036.670	2807.150
$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		1311.930	2211.270	1651.120
$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
L <sub>c</sub>		0.55	0.61	0.63
L <sub>t</sub>		0.35	0.34	0.37
d		0.37	0.41	0.42
d <sub>adopté</sub>		0.17	0.17	0.19
d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0.17	0.17	0.19
$\sigma_1$		655.965	1105.635	825.560
N <sub>1</sub>		34.05	55.76	45.86
N <sub>2</sub>		11.35	18.59	15.29
A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0.85	<b>1.39</b>	1.15
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0.28	<b>0.46</b>	0.38
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.39	<b>0.45</b>	0.38
A' <sub>v1</sub> /bande/nappe		0.95	<b>1.51</b>	<b>1.24</b>
A' <sub>v2</sub> /bande/nappe		0.38	<b>0.58</b>	<b>0.48</b>
A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>1.82</b>	<b>1.39</b>	<b>1.94</b>
A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>3.07</b>	<b>3.07</b>	<b>3.07</b>
A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>3.07</b>	<b>3.07</b>	<b>3.07</b>
Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>2×2HA14</b>	<b>2×2HA14</b>	<b>2×2HA14</b>
Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	<b>2×2HA14</b>	<b>2×2HA14</b>	<b>2×2HA14</b>
ST		<b>30</b>	<b>30</b>	<b>30</b>
Espacement (cm)	Bande 1	<b>8.5</b>	<b>8.5</b>	<b>9.5</b>
	Bande 2	<b>8.5</b>	<b>8.5</b>	<b>9.5</b>
AH /nappe (cm2)		<b>2.70</b>	<b>6.06</b>	<b>6.06</b>
AH adopté (cm2)		<b>13.5</b>	<b>13.5</b>	<b>13.5</b>
choix de la section		<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>
Espacement st(cm)		<b>26</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
At adoptées		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	<b>3.038</b>	<b>1.238</b>	<b>0.213</b>
$\bar{\tau}_u = 3.26MPa$	$\tau_u$	<b>2.170</b>	<b>0.884</b>	<b>0.152</b>
$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	<b>4.063</b>	<b>3.762</b>	<b>4.530</b>

Tableau V.22: ferrailage de voile VL1.

## ❖ Ferrailage de voile VL2 :

Zone		I	III	IV
hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
hauteur etage (m)		3.57	2.89	2.89
L (m)		2.13	2.23	2.33
e (m)		0.20	0.20	0.20
B (m <sup>2</sup> )		0.426	0.446	0.466
He		3.570	2.890	2.890
h		3.17	2.49	2.49
T(kN)		351.508	133.059	27.539
N <sub>ser</sub> (kN)		4993.92	3325.25	1070.63
Vu (kN)		14.300	16.290	13.180
σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		3813.170	2461.020	1134.590
σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1109.600	665.260	479.230
σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
L <sub>c</sub>		1.65	1.76	1.64
L <sub>t</sub>		0.48	0.47	0.69
d		1.10	1.17	1.09
d <sub>adopté</sub>		0.24	0.24	0.35
d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0.24	0.24	0.35
σ <sub>1</sub>		554.800	332.630	239.615
N <sub>1</sub>		39.95	23.68	24.87
N <sub>2</sub>		13.32	7.89	8.29
A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1.00	0.59	0.62
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0.33	0.20	0.21
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.39	0.45	0.36
A'v1/bande/nappe		<b>1.10</b>	<b>0.70</b>	<b>0.71</b>
A'v2/bande/nappe		<b>0.43</b>	<b>0.31</b>	<b>0.30</b>
A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>2.52</b>	<b>2.49</b>	<b>3.63</b>
A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>9.04</b>	<b>9.04</b>	<b>9.04</b>
A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>9.04</b>	<b>9.04</b>	<b>9.04</b>
Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
ST		<b>30</b>	<b>30</b>	<b>30</b>
Espacement (cm)	Bande 1	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>9</b>
	Bande 2	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>9</b>
AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>8.93</b>	<b>6.69</b>	<b>6.99</b>
AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>
choix de la section		<b>12H10</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>
Espacement st(cm)		<b>26</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
At adoptées		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	<b>1.284</b>	<b>0.464</b>	<b>0.092</b>
$\bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa}$	τ <sub>u</sub>	<b>0.917</b>	<b>0.331</b>	<b>0.066</b>
$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	<b>10.413</b>	<b>6.894</b>	<b>2.131</b>

Tableau V.23: ferrailage de voile VL2.

## ❖ Ferrailage de voile VL3 :

Zone		I	II	III
hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
hauteur etage (m)		3.57	2.89	2.89
L (m)		0.80	0.85	0.90
e (m)		0.20	0.20	0.20
B (m <sup>2</sup> )		0.16	0.17	0.18
He		3.570	2.890	2.890
h		3.17	2.49	2.49
T(kN)		351.508	403.988	27.339
N <sub>ser</sub> (kN)		2300.00	4475.12	963.30
Vu (kN)		14.300	26.150	13.180
σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2812.950	2812.950	2422.230
σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1311.930	1311.930	1513.430
σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
L <sub>c</sub>		0.55	0.58	0.55
L <sub>t</sub>		0.25	0.27	0.35
d		0.36	0.39	0.37
d <sub>adopté</sub>		0.13	0.14	0.17
d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0.13	0.14	0.17
σ <sub>1</sub>		655.965	655.965	756.715
N <sub>1</sub>		25.04	26.60	39.28
N <sub>2</sub>		8.35	8.87	13.09
A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		<b>0.63</b>	<b>0.67</b>	<b>0.98</b>
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		<b>0.21</b>	<b>0.22</b>	<b>0.33</b>
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		<b>0.39</b>	<b>0.72</b>	<b>0.36</b>
A'v1/bande/nappe		<b>0.72</b>	<b>0.84</b>	<b>1.07</b>
A'v2/bande/nappe		<b>0.31</b>	<b>0.40</b>	<b>0.42</b>
A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>1.34</b>	<b>1.42</b>	<b>1.82</b>
A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>3.07</b>	<b>3.07</b>	<b>3.07</b>
A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>3.07</b>	<b>3.07</b>	<b>3.07</b>
Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>2×2HA14</b>	<b>2×2HA14</b>	<b>2×2HA14</b>
Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	<b>2×2HA14</b>	<b>2×2HA14</b>	<b>2×2HA14</b>
ST		<b>30</b>	<b>30</b>	<b>30</b>
Espacement (cm)	Bande 1	<b>8.5</b>	<b>8.5</b>	<b>9.5</b>
	Bande 2	<b>8.5</b>	<b>8.5</b>	<b>9.5</b>
AH /nappe (cm <sup>2</sup> )				
AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>13.5</b>	<b>13.5</b>	<b>13.5</b>
choix de la section		<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>
Espacement st(cm)		<b>26</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
At adoptées		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ <sub>b</sub>	<b>3.47</b>	<b>3.92</b>	<b>0.23</b>
$\bar{\tau}_u = 3.26MPa$	τ <sub>u</sub>	<b>2.44</b>	<b>2.8</b>	<b>0.1</b>
$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ <sub>bc</sub>	<b>13.97</b>	<b>11.23</b>	<b>4.45</b>

Tableau V.24: ferrailage de voile VL3.

## Chapitre VI : étude de l'infrastructure

### ❖ Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrées dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans des différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

### ❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de grande capacité portante .Elle sont réalisées près de la surface ; les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

### ❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

### VI.1.Etude du sol de fondation.

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 3$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VI.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

### VI.3. Dimensionnement :

#### a. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC .

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ (poteau carré).}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

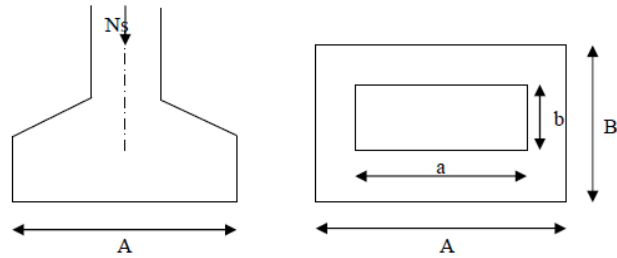


Figure VI.1 : Dimensions d'une fondation.

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**A** : Longueur de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

**Ns** : effort normal à l'ELS.

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1507,82 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = 3 \text{ bars} = 0,3 \text{ Mpa} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1507,82}{300}} \rightarrow B \geq 2,24 \text{ m} \quad \text{On prend } B = 3 \text{ m.}$$

**Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b. Semelles filantes :**

🚦 **Semelles sous poteaux :**

❖ **hypothèses de calcul :**

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissants sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times ei + \sum Mi}{R}$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

➤  $e < \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

➤  $e > \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right)$$

**Détermination de largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{sol}}$$

**Application:** exemple de calcul (sens y file B)

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
C2	1290,57	-8,3	-11499,9	0,839
C10	1343	-4,05	-3753,4	6,443
C18	1176,96	-1,25	-154,8	0,231
C26	1370	2,75	1915,98	9,985
C33	1365,39	5,55	3305,2	-0,04
C39	1170,68	8,8	3782,5	0,648
<b>Somme (R)</b>		/	<b>-6404,4</b>	<b>18,106</b>

Tableau VI.1 : Détermination de la résultante des charges.

**1. Détermination de la résultante des charges R :**

$$R = \sum N_i = 5266,25 \text{ KN}$$

**2. Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-6404,4 + 18,106}{5266,25} = -1,21 \text{ m}$$

$$e = -1,21 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4,25}{6} = 0,71 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5266,25}{17,5} \times \left(1 - \frac{6 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 425,73 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 300,9 \times \left(1 + \frac{6 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 176,07 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = 300,9 \times \left(1 + \frac{3 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 238,48 \text{ KN/m}$$

**3. Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow B \geq \frac{238,48}{200} = 1,19 \text{ m}$$

On prend **B = 1,20 m**

On aura :  $S_s = B \times L = 1,2 \times 17,5 = 21 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 21 \times 6 + (11,45 \times 1,2) \times 2 = 153,48 \text{ m}^2$$

**✚ Semelles sous voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{s} = \frac{G+Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

**Q** : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

**$\sigma_{\text{sol}}$**  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{\text{sol}} = 0,3 \text{ MPa}$ ).

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci-dessous :

### Sens longitudinal

Voile	N ( KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m <sup>2</sup> )
<b>VL1</b>	5584,02	4	6,9	27,6
<b>VL2</b>	3046,1	1,9	8	15,2
<b>VL3</b>	6096,32	1,8	16,9	30,42
<b>VL4</b>	1944,42	2,3	4,22	9,7
Somme				<b>82,9</b>

**Tableau VI.2 :** Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

### Sens transversal :

Voile	N ( KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m <sup>2</sup> )
<b>VT1</b>	6143,53	4,25	7,22	41,65
<b>VT2</b>	4325,62	4	5,4	21,6
<b>VT3</b>	1475,02	2,1	3,5	7,35
<b>VT4</b>	2191,14	3,25	3,37	10,95
Somme				<b>81,55</b>

**Tableau.VI.3 :** Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = 82,9 + 112,2 = 195,1 \text{ m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = S_p + S_v = 153,48 + 195,1 = 348,58 \text{ m}^2.$

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = (25 \times 11,45) + (18,6 \times 6,05) = 398,78 \text{ m}^2.$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{totale}}{S_{batiment}} = \frac{348,58}{398,78} = 0,874 \%$$

La surface totale des semelles représente 87,4 % de la surface du bâtiment.

### ❖ Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise). Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

### VI.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

#### a. Pré-dimensionnement du radier :

##### ❖ Epaisseur du tablier (La dalle):

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

$h_d$  : épaisseur de la dalle.

$L_{\max}$  : portée maximale.

On prend : **hd = 30cm**

#### ❖ La nervure (poutre) :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

On prend : **hn = 90 cm**

Largeur de la nervure **bn** :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63 \quad \text{On prend} \quad \mathbf{bn = 50 \text{ cm.}}$$

#### Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la nervure ;

$h_d = 30 \text{ cm}$ .....Epaisseur de la dalle ;

$b_n = 50 \text{ cm}$ .....Largeur de la nervure.

#### b. Détermination des efforts:

##### ➤ Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente :  $G = 53182,14 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 9096,28 \text{ KN}$

##### ➤ Combinaison d'actions :

$$L'ELU : N_u = 1,35 G_t + 1,5 Q_t = 1,35 \times 53182,14 + 1,5 \times 9096,28 = 85440,3 \text{ KN.}$$

##### ➤ Calcul de la surface du radier a l'ELU:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{85440,3}{2 \times 200} = 213,6 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{batiment}} = 398,78 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 213,6 \text{ m}^2.$$

#### Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{90}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max (45; 30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

Soit un débord de  **$L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$** .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = 85 \times 0,5 = 42,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = 398,78 + 42,5 = \mathbf{441,3 \text{ m}^2}$$

**c. Calcul des sollicitations à la base du radier :**

➤ **Charges permanentes:**

Poids de bâtiment :  $G = 53182,14 \text{ KN}$

• **Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• **Poids de la dalle:**

$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$P_{\text{de la dalle}} = (441,3 \times 0,3) \times 25 = 3309,7 \text{ KN}$

• **Poids des nervures:**

$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$

$P_n = 0,5 \times (0,9 - 0,3) \times [(25 \times 4) + (18,6 \times 2) + (17,5 \times 6) + (11,45 \times 2)] \times 25$

$P_n = 1988,25 \text{ KN}$

• **Poids de TVO :**

$\rho$ : poids volumique du remblai.

$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$

Avec :  $S_{\text{nerv}} = 0,5 [(25 \times 4) + (18,6 \times 2) + (17,5 \times 6) + (11,45 \times 2)] = 132,55$

$P_{\text{TVO}} = (441,3 - 132,55) \times (0,9 - 0,3) \times 17 = 3149,25 \text{ KN}$

• **Poids de la dalle flottante libre :**

$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$

$P_{\text{df}} = (441,3 - 132,55) \times 0,1 \times 25 = 771,8 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{cm)}$

**DONC:  $G_{\text{rad}} = 9219 \text{ KN}$**

➤ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment :  $Q = 9096,28 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 5 \times 441,3 = 2206,5 \text{ KN. (Surcharge sur le radier)}$

• **Poids total de la structure :**

$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 9219 + 53182,14 = 62401,1 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 2206,5 + 9096,28 = 11302,8 \text{ KN}$

**Combinaison d'actions:**

**A L'ELU :**

$N_{u_{\text{total}}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35 \times 62401,1 + 1,5 \times 11302,8 = 101195,6 \text{ KN.}$

**d. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times x_i}{\sum S_i} = 12,4 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = 8,25 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré et  $X_i$ ,  $Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{25 \times 11,45^3}{12} + \frac{18,6 \times 6,05^3}{12} = 3470,5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = \frac{11,45 \times 25^3}{12} + \frac{6,05 \times 18,6^3}{12} = 18153 \text{ m}^4$$

e. **Vérifications :**

- **Vérification à la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.211 BAEL99) :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b=1 \text{ m} \quad ; \quad d=0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{radier}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{101195,6 \times 1}{441,3} \times \frac{4,25}{2} = 487,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{487,3}{1 \times 0,27} = 1804,8 \text{ KN/m}^2 = 1,8 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure ;

$I_{xx}$ ,  $I_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{L'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{sol} \text{ (Art.10.1.4.1 RPA99/2003)}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V \text{ Fig.}$$

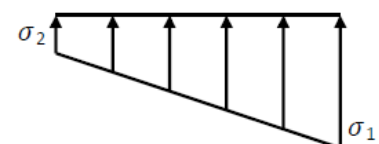


Figure VI.2. Diagramme des

contraintes.

- **Sens longitudinal :**

$$M_{0x} = 3749,3 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 2508,76 \text{ KN}$$

$$N_u = 101195,6 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 3749,3 + 2508,76 \times 0,9 = 6007,2 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{101195,6}{441,3} + \frac{6007,2}{18153} \times 12,4 = 233,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{101195,6}{441,3} - \frac{6007,2}{18153} \times 12,4 = 225,2 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 233,4) + 225,2}{4} = 231,3 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$M_{0y} = 3783,2 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0y} = 2770,24 \text{ KN}$$

$$N_u = 101195,6 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 3783,2 + 2770,24 \times 0,9 = 6276,4 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{101195,6}{441,3} + \frac{6276,4}{3470,54} \times 8,25 = 244,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{101195,6}{441,28} - \frac{6276,4}{3470,54} \times 8,25 = 214,4 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 244,2) + 214,4}{4} = 236,7 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**f. Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91/99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

❖ **Ferrailage de la dalle :**

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $(L_x < L_y)$

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

**Remarque :**

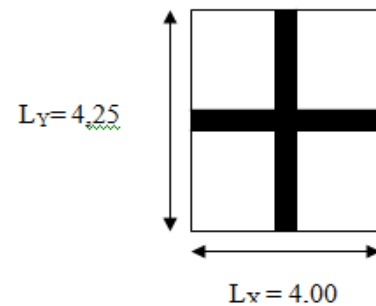
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,25} = 0,94$$

$0,4 \leq \rho = 0,94 \leq 1$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



**Figure. VII.3.** Entre axes du panneau le plus sollicité.

sollicité.

**La contrainte moyenne max:**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 236,7 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 236,7 - 1,35 \cdot \frac{92 \cdot 1 \cdot 9}{441,3} \right) = 208,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul:**

**Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$v = 0 \quad ; \quad \rho = 0,94$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0419 \times 208,5 \times 4^2 = 139,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,864 \times 139,7 = 120,7 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0,3M_x \text{ Pour un appui de rive.} \\ 0,5M_x \text{ Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0,85M_x \text{ Pour une travée de rive.} \\ 0,85M_x \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_x = 139,7 \text{ KN.m et } M_y = 120,7 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

- de rive :

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 139,7 = 41,9 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 120,7 = 36,2 \text{ KN.m}$$

- intermédiaire:

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 139,7 = 69,8 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 120,7 = 60,3 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 139,7 = 118,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 120,7 = 102,6 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x :**

- **Sur appuis :**

On choisit ( $M_x^{\text{max}}$ ) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69,8 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,067 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,067 \rightarrow \beta_u = 0,9655$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69,8 \times 10^3}{0,9655 \times 27 \times 348} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de 16 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{118,7 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,115 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,115 \rightarrow \beta_u = 0,9385$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{118,7 \times 10^3}{0,9385 \times 27 \times 348} = 13,46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferrailage adopté : **7HA16 = 14,06 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de 14 cm

- ❖ **Ferrailage transversal suivant le sens y-y :**

- **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60,3 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{60,3 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 6,61 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferrailage adopté : **6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de 16 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{102,6 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,099 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,099 \rightarrow \beta_u = 0,9475$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{102,6 \times 10^3}{0,9475 \times 27 \times 348} = 11,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferrailage adopté : **7HA16 = 14,06 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de 14 cm

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{min} \geq 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,94}{2}\right) = 2,47 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$A_x^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_x^t = 14,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^t = 14,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des armatures (Art A.8.42 BAEL99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Sens x-x :**

$$S_t \leq \min ( 3h_d ; 33\text{cm} ) = \min ( 3 \times 30 ; 33\text{cm} ) \quad S_t = 16 \text{ cm et } 14 \text{ cm} \leq 33\text{cm}.$$

**Sens y-y :**

$$S_t \leq \min ( 4h_d ; 45\text{cm} ) = \min ( 4 \times 30 ; 45\text{cm} ) \quad S_t = 16 \text{ cm et } 14 \text{ cm} \leq 45\text{cm}.$$

❖ **Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 50\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

**a) Sollicitation de calcul :**

**ELU :**

$$q_u = 208,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{208,5 \times (0,5)^2}{2} = 26,06 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des armatures a l'ELU :**

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad d = 27\text{cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}.$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,08 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,025 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,9875$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,08 \times 10^6}{0,9875 \times 270 \times 348} = 281 \text{ mm}^2 = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit :  $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement :  $St = 25 \text{ cm}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec un espacement : } St = 25\text{cm}.$$

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 4,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord ( $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$ ) Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

❖ **Ferraillage de la nervure :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

$h = 90 \text{ cm}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs.

**a) Détermination des efforts :**

**Sens longitudinal (x-x) :**

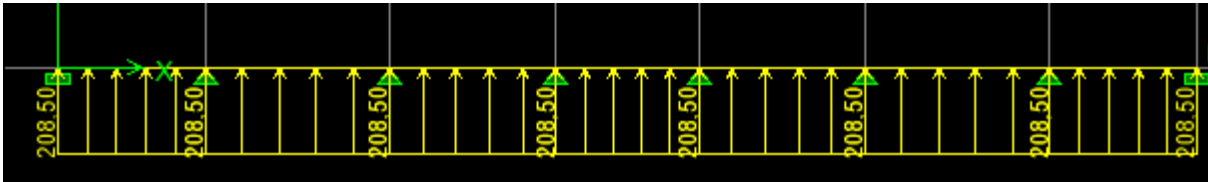


Figure VI.4. Le chargement à ELU

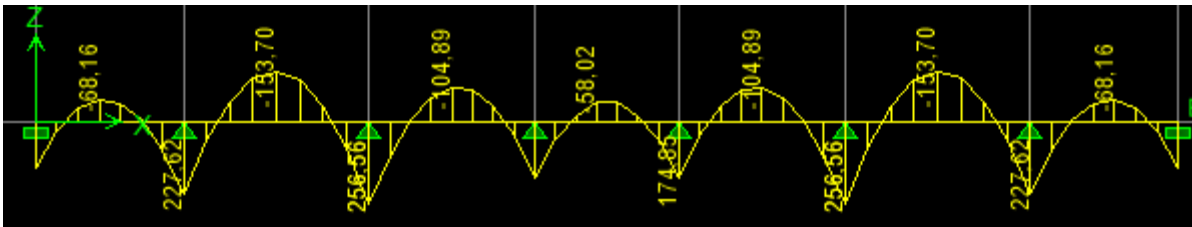


Figure VI.5. Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

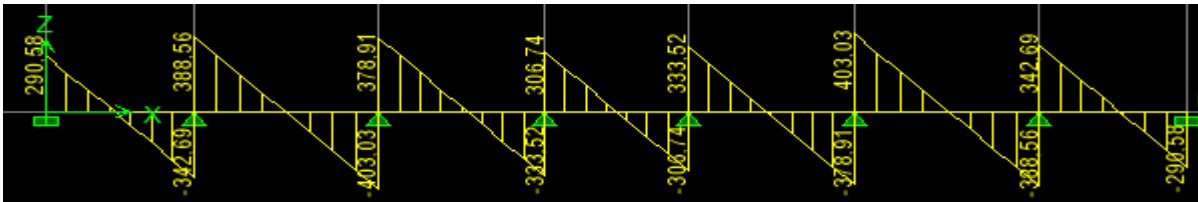


Figure VI.6. Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

**Sens transversale (y-y) :**



Figure VI.7. Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

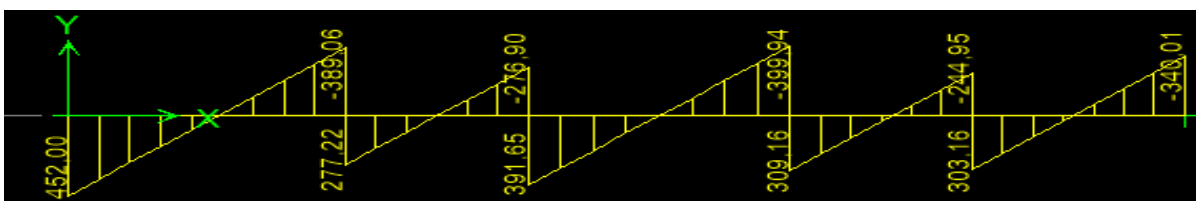


Figure VI.8. Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

**b) Sollicitations maxi males :****Sens longitudinal :**

$$M_{tu \max} = 153,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{au \max} = 256,56 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 403,03 \text{ KN}$$

**Sens transversal :**

$$M_{tu \max} = 182,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{au \max} = 339,58 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 452 \text{ KN}$$

**b) Calcul du ferrailage des nervures :**

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 50 \text{ cm}; \quad h = 90 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MP}$$

			M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_{ado}$ ( $\text{cm}^2$ )
EL U	Longitudinal	Appui	256,56	0,05	0,974	8,9	4HA20	12,56
		Travée	153,70	0,029	0,9855	8,8	4HA20	12,56
	Transversal	Appui	339,58	0,066	0,966	8,97	4HA20	12,56
		Travée	182,12	0,035	0,9825	6,26	4HA20	12,56

**Tableau VI.4.** Ferrailage des nervures.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

- ❖ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,6 \text{ mm} \quad \text{soit : } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \min ( 22,5 ; 24 ) = 22,5\text{cm.}$$

On prend  $s_t = 10\text{cm}$

- En zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45\text{cm.}$$

On prend  $s_t = 15\text{cm}$

- **Armatures transversales minimales :**

- En zone nodale :**

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

- En zone courante :**

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$  (2cadres).

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa.}$$

Avec :  $T_{u \max} = 473,52 \text{ KN}$

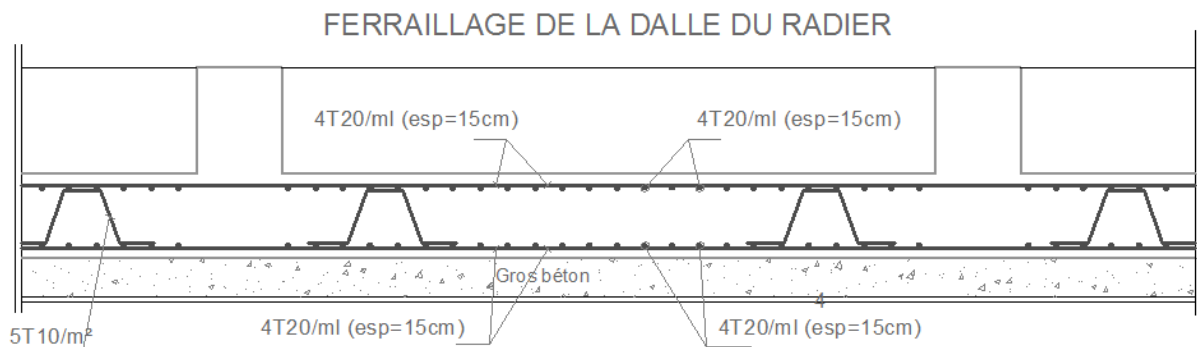
$$\tau_u = \frac{452}{50 \times 85} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

**02** barres de  $\phi 4$  avec des épingles  $\phi 8$

- **Remarque :**

Les vérifications à l'ELS de la nervure sont pas nécessaire car elle est considérée comme une poutre qui s'appuie sur une infinité d'appuis



**Tableau VI.2.** Ferrailage du radier.

## Chapitre VII : voile périphérique de soutènement

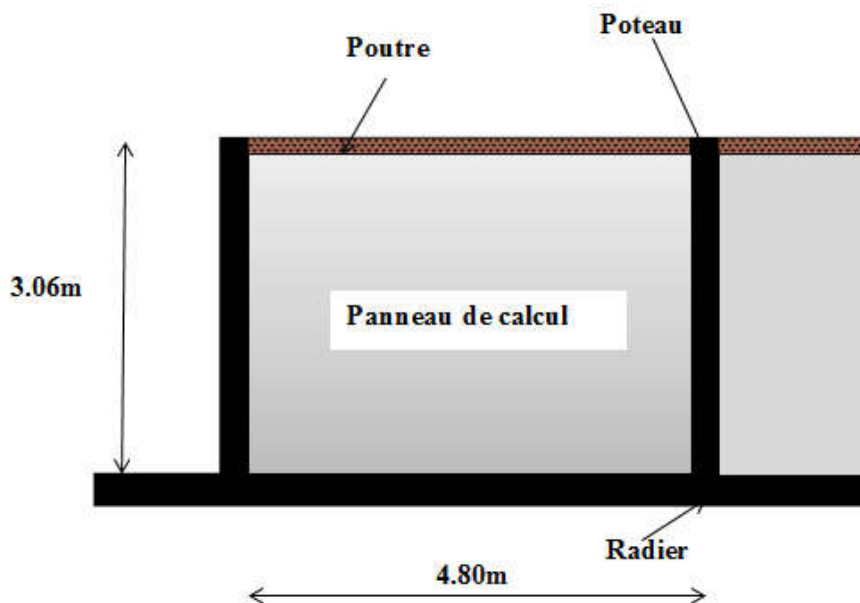
### ❖ Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

### VII.1. Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement:

minimale  
RPA 99  
pour le  
de 15 cm,  
une  
cm.



L'épaisseur imposée par le (Article.10.12) voile périphérique est on opte pour épaisseur de 20

Figure VII.1 : Panneau à calculée.

### VII.2. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

- ✓  $K_0$  : Coefficient des poussées de terre au repos  $\left( K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right)$
- ✓  $\sigma_H$  : Contraintes horizontales.
- ✓  $\sigma_V$  : Contrainte verticales.
- ✓  $\varphi$  : Angle de frottement interne.

### ❖ Données de calcul :

- Surcharge éventuelles :  $q = 10 \text{ KN/ml}$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $c = 0$ .

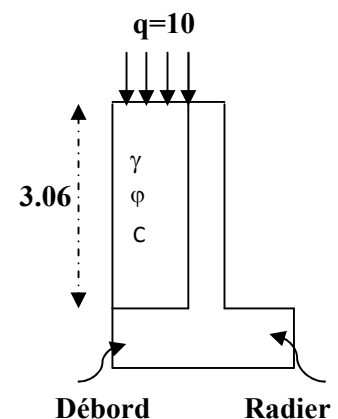


Figure VII.2 : Schéma statique du voile périphérique.

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin 30}{\cos 30} = 0,57$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h \quad \text{Avec : } 0 < h < H$$

➤ **A l'ELU :**

$$\sigma_H = k_0 \times (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } h = 0 \text{ m : } \sigma_{H1} = 8.55 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Pour } h = 3.06 \text{ m : } \sigma_{H2} = 50.93 \text{ KN/m}^3 \end{array} \right.$$

➤ **A l'ELS :**

$$\sigma_H = k_0 \times (q + \gamma \times h) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } h = 0 \text{ m : } \sigma_{H1} = 5.7 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Pour } h = 3.06 \text{ m : } \sigma_{H2} = 37.09 \text{ KN/m}^3 \end{array} \right.$$

❖ **Diagramme des contraintes :**

Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.

❖ **Charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

➤ **A l'ELU**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{H2} + \sigma_{H1}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 50.93 + 8.55}{4} \times 1 = 40.34 \text{ KN/ml}$$

➤ **A l'ELS**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{H2} + \sigma_{H1}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 37.09 + 5.7}{4} \times 1 = 29.24 \text{ KN/ml}$$

**VII.3 : Ferrailage du voile périphérique :**

**1. Méthode de calcul :**

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encadrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

**2. Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encadrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
  - 0,3 (appuis de rive).
  - 0,5 (autres appuis).

**3. Identification des panneaux :**

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

$$L_y = 4.80\text{m} \quad L_x = 3.06\text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.80} = 0.64 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux}$$

sens.

$$\nu = 0.2 ; \rho = 0.64 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0759 \\ \mu_y = 0.356 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0759 \times 40.34 \times 3.06^2 = 28.67 \text{KN.m} \\ M_y = 0.356 \times 28.67 = 10.20 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

**4. Correction des moments :**

- Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 28.67 = 14.34 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 28.67 = 21.50 \text{ KN.m.}$$

- Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 10.20 = 5.1 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 10.20 = 7.65 \text{ KN.m.}$$

**5. Ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Se ns	Zon e	Mu (KN. m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> )	Adopt ée	St (cm)
X- X	App uis	14.34	0. 034	0.98 3	2.47	2.05	6HA1 2	20
	Tra vée	21.50	0. 052	0.97 3	3.73	2.05	6HA1 2	20
Y- Y	App uis	5.1	0. 012	0.99 4	0.87	2.05	6HA1 2	20
	Tra vée	7.65	0. 018	0.99 1	1.30	2.05	6HA1 2	20

Tableau VII.1: Ferrailage du voile périphérique.

### 6. Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m<sup>2</sup> de HA8.

### 7. vérification à l'ELS :

$$\nu = 0.2 ; \rho = 0.64 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0813. \\ \mu_y = 0.519. \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0813 \times 29.24 \times 3.06^2 = 30.81 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.519 \times 30.81 = 15.99 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

- **Sens x-x**

$$M_a = 0.5 \times 30.81 = 15.41 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 30.81 = 23.10 \text{ KN.m.}$$

- **Sens y-y**

$$M_a = 0.5 \times 15.99 = 7.99 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.99 = 11.99 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- ✓ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

- ✓ **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_s$ (K N.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	$\sigma_b$ (M Pa)	$\overline{\sigma_b}$ (M Pa)	$\sigma_b \leq$ $\overline{\sigma_b}$
x	Ap puis	6HA12	15.4 1	0.39 8	0. 903	0. 027	148. 28	201. 63	4.00	15	CV
	tra vée	6HA12	23.1 0	0.39 8	0. 903	0. 027	200. 70	201. 63	5.42	15	CV
y	Ap puis	6HA12	7.99 9	0.39 8	0. 903	0. 027	76.8 8	201. 63	2.08	15	CV
	tra vée	6HA12	11.9 9	0.39 8	0. 903	0. 027	115. 37	201. 63	3.11	15	CV

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Conclusion :**

- ✓ L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de **20cm**.
- ✓ Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :
  - **Sens x-x :**
    - En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.
    - Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.
  - **Sens y-y :**
    - En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.
    - Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.

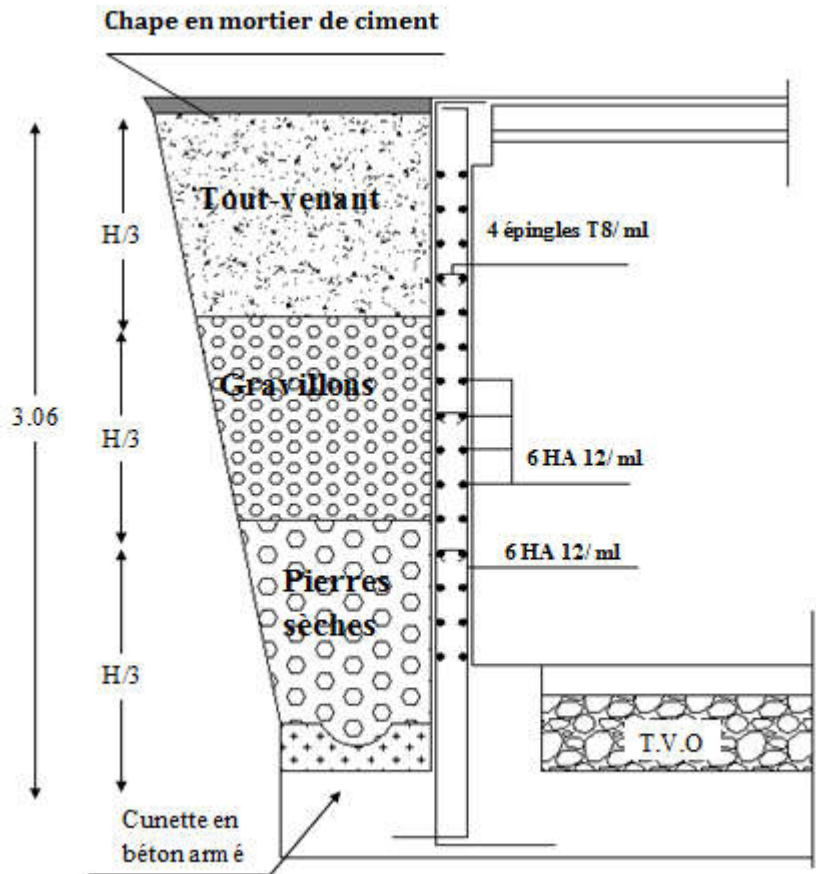


Figure VII.4 : Ferrailage de voile périphérique de soutènement.

# Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et Surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS; AUTOCAD... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements

Parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements:

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures-BétonArméCBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux EtatsLimitesBAEL91.
- Document technique réglementaire DTRB.C.2.2.

## Ouvrage:

- Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- Cours de béton armé.....Abdelhak Barak
- Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
- Calcul en béton armé.....Marius diver edition(paris1972)
- Tables de Pigeau de table de calcule a l'ELU et l'ELS.
- Cours et TD (Béton, MDSetRDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.