

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de Master2 en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8) plus entre sol à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles et portiques (mixte) avec l'application du logiciel ETABS.*



Dirigé par :  
M<sup>me</sup>: HADDAD

Etudié par:  
M<sup>elle</sup>: AFETTOUCHE KATIA  
M<sup>elle</sup>: AIT OUARAB DJAMILA

*Promotion 2017/2018*



## ***Remerciement***

*Toute notre reconnaissance et remerciement à 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 HADDAD pour la sollicitude avec laquelle elle a suivie 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.*

***Merci.***



## *Dédicace*

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :*

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*

*Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

*À ceux que j'aime et que j'adore :*

*Mes grands parant,*

*Mon frère : Massinissa,*

*Mes sœurs : Lina et Lycia,*

*Ma binôme Djamila et sa famille,*

*Mes cousins et mes cousines,*

*Mes oncles et mes tantes,*

*Toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon parcours étudiantin et à tout ceux qui m'ont aidé et conseillé de près ou de loin, Tout mes adorables ami(e)s sans exception, je cite Dyhia plus qu'une amie et Dahmane.*

*À toute la promotion 2017/2018.*

# *KATIA*



## *Dédicace*

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :*

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*

*Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

*À ceux que j'aime et que j'adore :*

*Mes grands parant,*

*Mes frères : Achour et Akli,*

*Mes sœurs : Taoues et Cirta*

*Ma binôme Katia et sa famille,*

*Mes cousins et mes cousines,*

*Mes oncles et mes tantes,*

*Mon mari : Mohammed et sa famille,*

*Toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon parcours étudiantin et à tout ceux qui m'ont aidé et conseillé de près ou de loin,*

*Tout mes adorables ami(e)s sans exception.*

*À toute la promotion 2017/2018.*

# *DJAMILA*

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	(1)
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b> .....	(2-16)
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b> .....	(17-36)
<b>Chapitre III : Calcul des éléments.</b>	
III.1 : calcul des plancher.....	(37-62)
III.2 : calcul de l'acrotère.....	(63-74)
III.3 : calcul de la salle machine.....	(75-88)
III.4 : calcul de la poutre chainage .....	(89-99)
III.5 : calcul de l'escalier.....	(100-118)
III.6 : calcul de la poutre palier .....	(119-128)
III.7 : calcul des portes à faux.....	(129-136)
<b>Chapitre IV : Etude de contreventement et Modélisation</b> .....	(137-175)
<b>Chapitre V : Vérification des conditions du RPA</b> .....	(176-188)
<b>Chapitre VII : Ferrailage de la structure.</b>	
VII.1: ferrailage des poutres.....	(189-199)
VII.2: ferrailage des poteaux.....	(200-215)
VII.3 : ferrailage des voiles .....	(216-229)
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b> .....	(230-259)
<b>Conclusion générale</b> .....	(260)
<b>Biographie</b> .....	(261)

### *Introduction générale :*

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Pour ce là les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines 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.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de d'espace. Cependant, cette orientation peut induire un danger, pouvant amener des dégâts occasionnés par le séisme.

Le constat et l'analyse ont montré que la plupart des bâtiments endommagés suite au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

De plus, l'analyse approfondie de ces ouvrages nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues aux mauvaises dispositions constructives ou aux malfaçons d'exécutions.

Notre projet s'inscrit dans cette perspective, où le but est de dimensionner et de ferrailer les éléments résistants principalement, d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, dont l'ossature est assuré par un contreventement mixte en béton armé (portique et voiles). Il est composé de huit (08) étages, d'un RDC et d'un entre sol, situé dans une zone de moyenne sismicité.

L'optimisation des sections transversales des éléments du bâtiment est un pas considérable dans l'approche d'un calcul sécuritaire et règlementaire. Un surdimensionnement des éléments n'est ni économique ni sécuritaire.

Les éléments de contreventement sont disposés de manière à minimiser l'effet de torsion et à assurer une rigidité suffisante de la structure.

Le ferrailage est mené conventionnellement, respectant les prescriptions règlementaires. Les dispositions constructives et la continuité du ferrailage sont assurées.

***I.1- Introduction :***

Le projet porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8+entre sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par des portiques et des voiles en béton armé (contreventement mixte).

Les calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et celles de Béton Armé suivant les Etats Limites (BAEL91 modifié 99), afin d'assurer la résistance, la stabilité et la sécurité de la structure et des usagers.

L'ingénieur doit s'assurer des caractéristiques des matériaux, des dispositions constructives et des dimensions des éléments de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages et empêcher une rupture brutale.

Le nord de l'Algérie présente une sismicité élevée, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres tels que : degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, type de contreventement,...etc.

Face au risque sismique et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la conception parasismique pour les bâtiments. Ainsi, la construction restera apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée.

***I.2- Description de l'ouvrage :***

Nous avons choisis à étudier un projet de réalisation un bâtiment à usage d'habitation et commercial. C'est un projet qui se compose de 8 étages + RDC usage commercial + étage de service 4 bureaux. Il sera réalisé dans

le site : lieu dit route de TIRMITINE section 32 ILOT N°172 commune de TIZI-OUZOU, considéré comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ; groupe d'usage 2 (la hauteur ne dépasse pas 48m) selon le (RPA99/Version2003), et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.0.

***La présente étude va se porter sur un bâtiment composé de :***

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Entre sol à usage service.
- 08 étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

**I.3- Caractéristique géométrique de l'ouvrage :****I.3.1- En plan :**

- Largeur totale du bâtiment .....15.40m
- Longueur totale du bâtiment .....17.00m

**I.3.2- En élévation:**

- Hauteur totale du bâtiment .....32.63 m
- Hauteur du RDC .....4.05m
- Hauteur de l'entre sol .....3.50m
- ✓ Hauteur étage courant.....3.06 m

**I.4- Les éléments constituant l'ouvrage :****I.4.1- La superstructure :**

Le bâtiment dépasse cinq niveaux (17 mètres) et il est situé en zone (IIa) il y a lieu donc de prévoir des voiles, dans l'ossature.

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent).

**A- Les planchers :**

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour fonction essentielles :

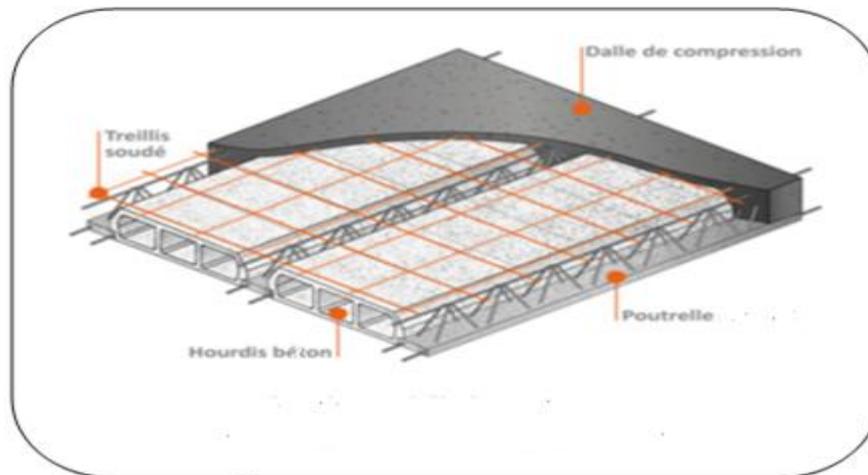
- La fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent aux éléments porteurs (poteaux-poutre-voile) les charges permanentes et les surcharges.
- La fonction d'isolation thermique et acoustique des différents étages.

**Dans notre bâtiment, nous avons deux types de planchers :**

❖ **Plancher à corps creux :** Les planchers sont des éléments de la structure constitués de corps creux et d'une dalle de compression ou bien en dalle pleine, qui ont pour fonctions :

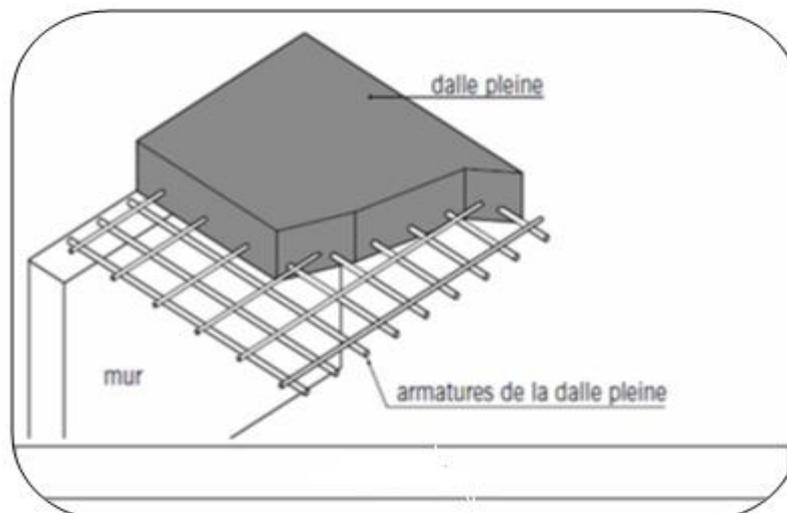
Ce plancher assure la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) puis aux éléments verticaux (poteaux) et isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

- ✓ Avantage du plancher à corps creux :
  - Facilité de réalisation.
  - Minimiser le coût du coffrage
  - Réduire le poids du plancher et par conséquent, l'effet sismique.



**Figure I.1 : Plancher dalle corps creux**

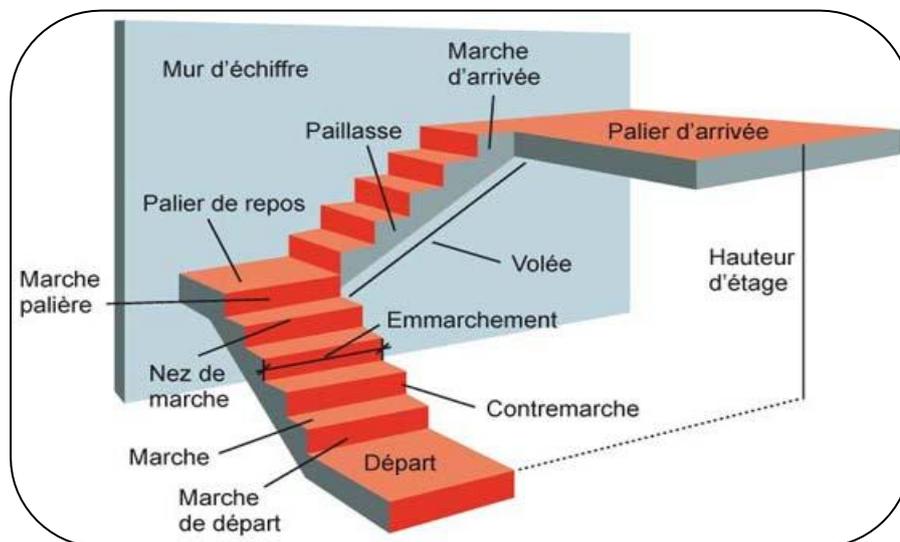
❖ **Dalle pleine** : Plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les portes à faux.



**Figure I.2 : Plancher dalle pleine**

**B- Les voiles :** Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

**C- Les escaliers :** un escalier est un élément constitué d'une suite de gradins horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place. Elle relie tous les différents étages de RDC jusqu'à dernier étage.



**Figure I.3 : les escaliers**

**D- Cage d'ascenseur :** L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machine, pour sa structure il est prévu une cage métallique qui sera fixé à l'ossature de l'ouvrage.

**E- Acrotère :** L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place dans la hauteur de 60 cm, qui vient se greffer au périphérique de la terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

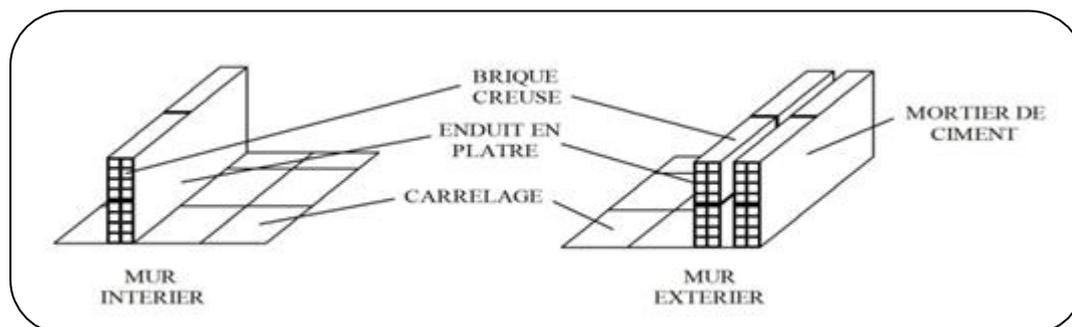
**F- Le remplissage (maçonnerie) :** La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

**a) Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en maçonnerie briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

**b) Murs intérieurs :**

Cloison de séparation de 10 cm en maçonnerie briques creux



**Figure I.4 : Maçonnerie**

**G- Les balcons :** plats forme entourée d'un garde corps ou une balustrade faisant saillie sur la façade d'un bâtiment et sur laquelle on peut accéder de l'intérieur par une ou plusieurs ouvertures.

**H- Terrasses :** Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

**I- Revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs des façades extérieures.
- Enduits plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

**I.4.2- L'infrastructure :****A- Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Elles ne peuvent être calculées qu'après avoir effectué la descente de charges.

Dans le cas le plus général, un élément de structure peut transmettre à sa fondation, supposée horizontale :

- ✓ Un effort normal (charge vertical centrée descendante ou ascendante).
- ✓ Une force horizontale (résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction).
- ✓ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

### ***B- Propriétés mécanique du sol d'assise :***

La contrainte admissible du sol d'après le rapport géotechnique du sol est  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ . Le site est considéré comme un site ferme (S2).

***I.5- Système de coffrage :*** On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles dans le but de :

- Réalisation rapide des travaux.
- Rentabilité du chantier.

#### ***I.5. 1- Hypothèses de calcul :***

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL 91 version 99 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

##### ***I.5.1.A- Etats limites ultimes (ELU) :***

Elle correspond à la perte de stabilité de forme et surtout à la perte de résistance mécanique qui conduit à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par la perte d'équilibre statique ,rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitutifs béton ou aciers exemple : non rupture par écrasement du béton.
- Etat limite ultime de stabilité de forme : non flambement d'un poteau.

##### ***Hypothèses calcul béton armée :***

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

**I.5.1.B- Etats limites de service (ELS) :** Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15 E_b$ ,  $n = 15$ )

$n = 15$  : coefficient d'équivalence.

### **I.6- Réglementation utilisée:**

*Les règles utilisées sont :*

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 version 99).
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).
- Document Technique Réglementaire (DTR-BC-2.2).

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

#### **I.7.1- Béton :**

**Définition :** Le béton est un matériau de construction qui possède une grande résistance à la compression (20 à 40 MPa) et une faible résistance à la traction (2 à 4 MPa). Et son poids volumique est de l'ordre de :

\*2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> si le béton n'est pas armé.

\*2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

Ce dernier est formé par un mélange :

\* **Liant hydraulique (ciment):** il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

\* **Granulat (sable, gravier), tel que:**

-Sable de dimension ( $0 < D_s \leq 5$ ) mm.

-Gravier de dimension ( $5 < D_g \leq 25$ ) mm.

\* **Les adjuvants :** Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité (1 à 2.5% du poids du ciment) pour modifier ou améliorer sa propriété selon le besoin.

Exemple : les plastifiants les retardateurs ou accélérateurs.

\* **L'eau de gâchage :** Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton. Le béton est défini par sa résistance caractéristique désigné par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours) et de sa résistance à la traction déduite de celle de la compression.

✓ Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde et il est le meilleur matériau de construction à meilleur rapport qualité /prix

**Le béton possède les qualités suivantes :**

- ❖ Une très bonne résistance à la compression.
- ❖ Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- ❖ Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes, aussi complexes soient-ils permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales.
- ❖ Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique qui doit être conforme aux règles du BAEL.

**1.7.2- Résistance caractéristique du béton :**

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

Pour  $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\left. \begin{aligned} * f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40MPa \\ * f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \text{ en MPa pour } f_{c28} \geq 40MPa \end{aligned} \right\} \text{(Art.A.2.1.11/BAEL91 version 99).}$$

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.

$$f_{tj} = 0,6 + 0.06f_{c28} \longrightarrow \text{(Art.2.1.12/BAEL 91 version 99)}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25MPa \longrightarrow f_{t28} = 2.1MPa$$

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60$ MPa.

**1.7.3- Etat limite de contrainte de béton :**

Il existe deux types des états limites :

**1.7.3.1- Etat limite ultime (ELU) :**

La valeur de calcul de la résistance a la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en MPa} \longrightarrow \text{(BAEL 91/Art A. 4. 3. 41)}$$

✚  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ à la situation courante.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ à situation accidentel.} \end{array} \right.$

✚ Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2$  MPa

Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 0.85$ , on aura  $f_{bu} = 21.74$  MPa.

✚  $\theta$  : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

$\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24h$ ,

$\theta = 0.9$  : si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta = 0.85$  : si la durée d'application est  $< 1h$ ,

✚ Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2$  Mpa

✚ Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bu} = 18.48$  Mpa

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle» défini comme suit:

$0 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰} \rightarrow$  compression pure.

$2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5 \text{ ‰} \rightarrow$  compression avec flexion.

Avec:  $\varepsilon_{bc}$ : Raccourcissement du béton.

➤ D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).

➤ D'une partie rectangle (état plastique).

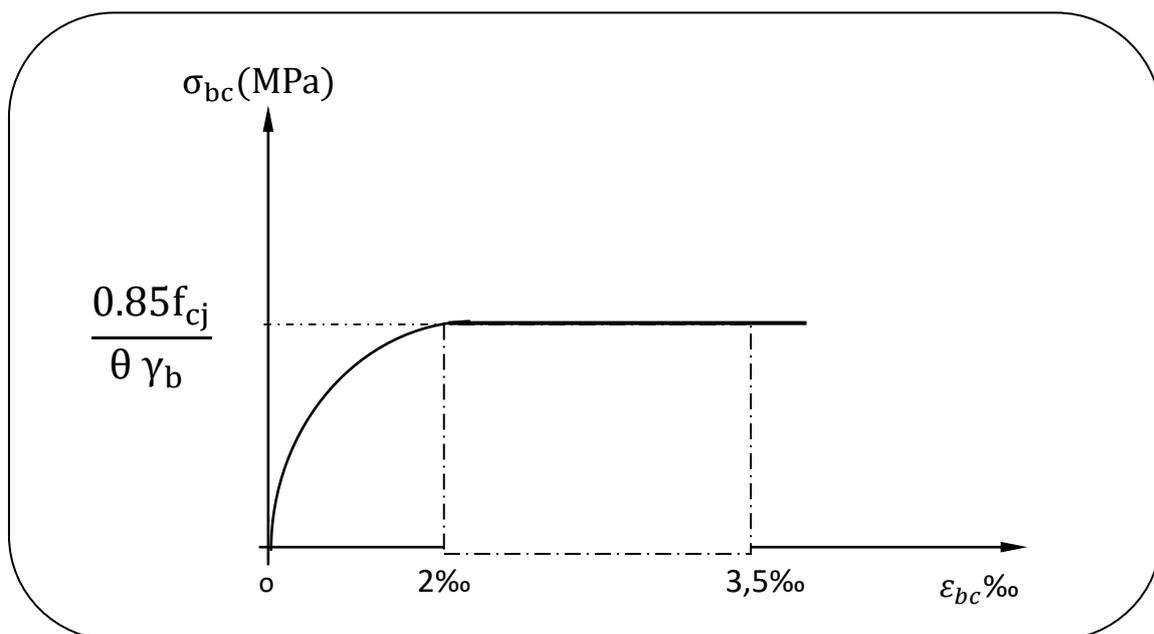


Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformation du béton à l'E.L.U

**I.7.3.2- Etat limite de service (ELS) :**

Ils correspondent aux états au-delà duquel les conditions normales et d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont pas satisfaites.

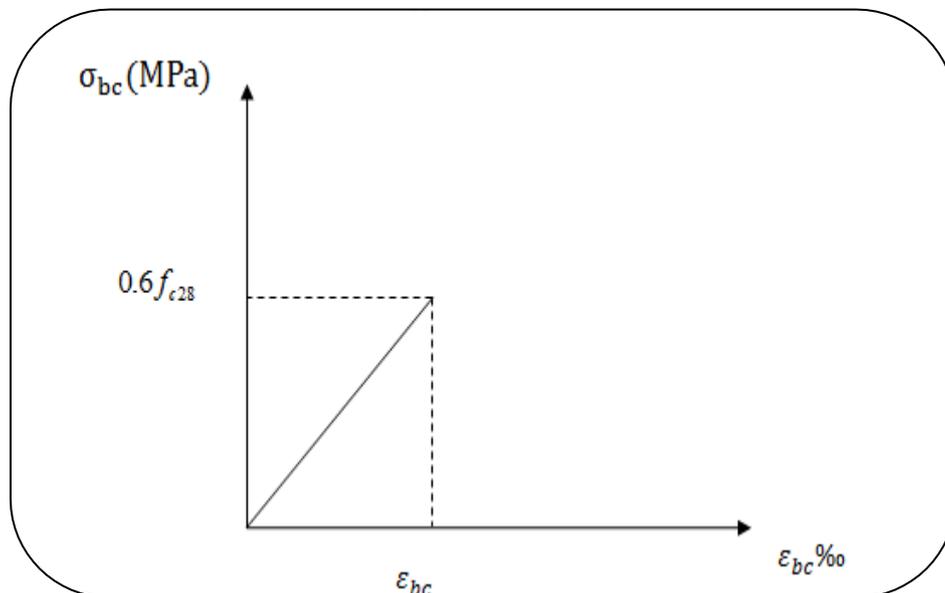
La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{cj} \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{(Art A-4-5-2 BAEL91 version 99).}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à L'ELS.

à  $j=28$  jours,  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15$  MPa.

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure suivante :



**Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS**

**I.7.3.3- Contrainte limite de cisaillement :**

C'est la contrainte tangente conventionnelle pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant (Art A.5.1.21 BAEL91 version 99) elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c$ ).

$\tau_u$  : la contrainte de cisaillement

$\tau_u^-$  : la contrainte limite de cisaillement

Avec :  $\tau_u \leq \tau_u^-$

- Fissuration peu nuisible  $\rightarrow \tau_u^- = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\rightarrow \tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$

**1.7.3.4- Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée par celle-ci. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules de déformations :

➤ **Module de déformation longitudinale :**

**A- Le module d'élasticité instantané du béton : (Art A.2.1.21 BAEL 91 version 99) :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

**B- Le module d'élasticité différé du béton (Art A.2.1.22 BAEL 91 version 99) :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de << j >> jours le module de déformation longitudinale différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule suivante :

**Remarque :**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{v28} = 10819 \text{ MPa.}$$

➤ **Module de déformation transversale (Art 2.1, 3BAEL 91 version 99) :**

Le module de déformation transversale G est donnée par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec : E : module de Young

$\nu$ : Coefficient de poisson donné par l'article (A.2.13 du BAEL 91) : défini par le rapport entre la déformation relative transversale ( $\Delta d/d$ ), et la déformation relative longitudinale

( $\Delta l/l$ ), et est égal à :  $\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$  On prend ;

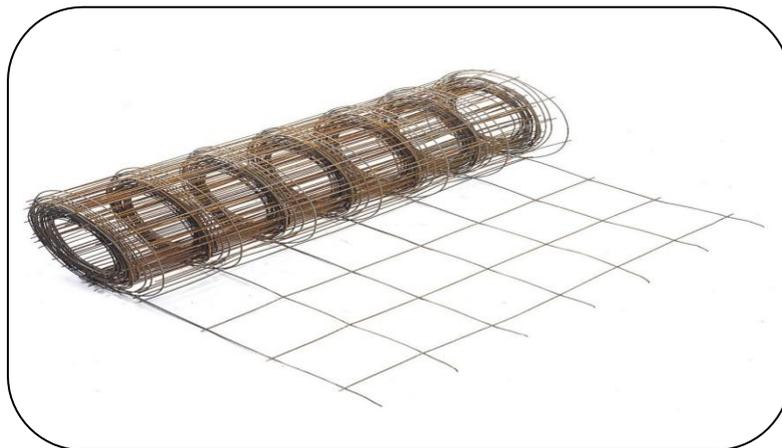
- $\nu = 0,2$  à l'ELS (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  à l'ELU (béton fissuré).

**I.7.4- Acier :**

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction et à la compression. Il est associé au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas.

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Sym	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E400	HA	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6$ mm)	TS	520	8	1.3	1

**Tableau I.1 : Type d'acier****Figure I.7 : Treillis soudé**

**I.7.4.1- Module d'élasticité longitudinale :**

Il est noté «  $E_s$  » et sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \longrightarrow$  (Art A-2-2-1 BAEL91 version 99).

**I.7.4.2- Coefficient de poisson :**

Le coefficient du poisson des aciers est pris égal à  $\nu = 0,3$ .

**I.7.4.3- Contrainte limite ultime des aciers :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \longrightarrow \text{(Art 4-3-2 BAEL91 version 99)}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  : La contrainte admissible d'élasticité de l'acier a l'ELS.

$f_e$  : Contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ (limite élastique garantie).

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ à la situation courante.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ à situation accidentel.} \end{array} \right.$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 500 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 435 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 500 \text{ MPa}$

**Tableau I.2 : Limite d'élasticité des aciers utilisés**

**I.7.4.4- Contrainte limite de service des aciers :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 version 99, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissurations peu nuisible (peu préjudiciable) (A.4.5.32/BAEL91 version 99) :**  
Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\bar{\sigma}_{bc} = f_e$$

- **Fissurations préjudiciables (A.4.5.33/BAEL91 version 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. Dans ce cas, la règle est la suivante :

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

○ **Fissuration très préjudiciables : (A.4.5,34/BAEL91 version 99) :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$ .

Avec :

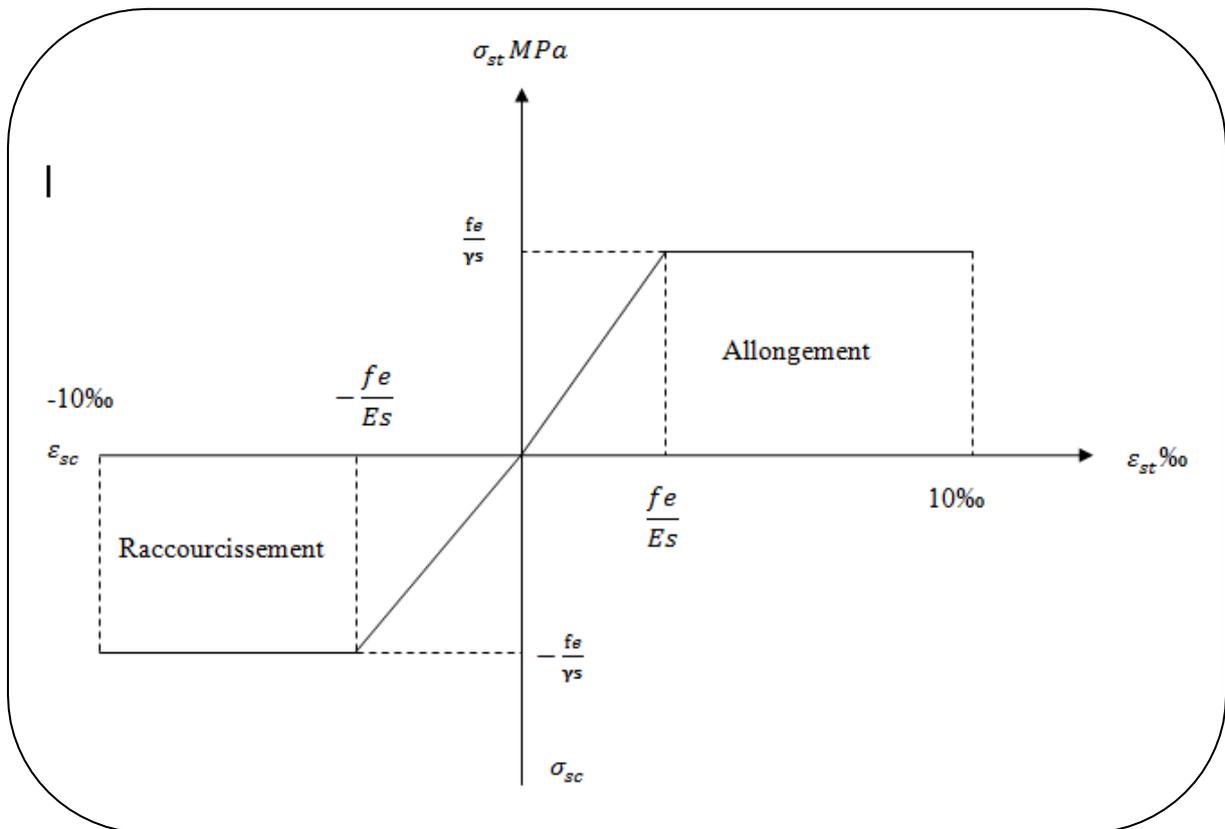
$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : Coefficient de fissuration :

$$\left. \begin{array}{l} \eta = 1,0 \text{ pour les Ronde lisse et compris} \\ \text{les treillis soudés formés de fils trefilés lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les H. A dont } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les H. A dont } \varnothing < 6 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{(BAEL91/ Art7.2.1)}$$

- **Diagrammes contraintes déformations (Art A.2.2, 1/ BAEL91 version 99) :** Le diagramme contrainte-déformation est illustré dans la figure ci-dessous :



**Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELS**

***I.7.4.5- Protection des armatures (Art A 2.2.2 BAEL91 version 99) :***

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

- ❖  $C \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖  $C \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- ❖  $C \geq 2 \text{ cm}$  : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations
- ❖  $C \geq 1 \text{ cm}$  : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

Dans notre cas on prend :  $C=3 \text{ cm}$  L'acrotère, escalier, porte à faux.

$C=2 \text{ cm}$  pour les autres éléments.

## II. Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges :

### II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91 (modifié 99), R.P.A 99(version 2003).

### II.2- Choix du plancher :

#### II.2.1- Plancher en corps creux :

Comme premier choix on va tester si on peut prendre un plancher en corps creux, son pré-dimensionnement est donné par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 version 99}).$$

Avec :

- $L_{\max}$  : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :  $e_p$  : épaisseur du corps creux.

$e_c$  : épaisseur de la dalle de compression.

#### Remarque :

Dans un premier temps, on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en Zone II<sub>a</sub> qui est de (25x 25) cm<sup>2</sup>.

$b$  = largeur du poteau

$$L_{\max} = L - b$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

Dans notre cas :  $L_{\max} = 300 - 25 = 275\text{cm}$   $\longrightarrow h_t \geq \frac{275}{22.5} = 12.22\text{ cm}$

Nous adopterons un plancher  $h_t=20\text{cm}$

Avec :

- Epaisseur du corps creux : 16cm
- Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

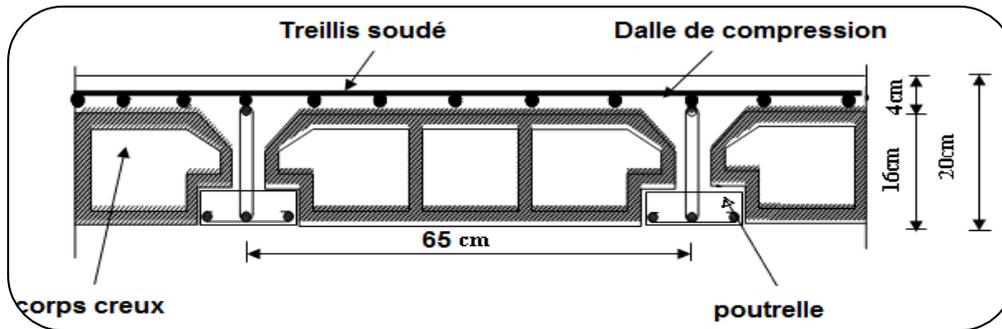


Figure II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux

### II.2.2- Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

**a) Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les repartent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent, elles relient les poteaux et elles supportent la dalle.

**b) Les poutres secondaires :**

Elles relient les poteaux entre eux

D'après le RPA les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
  - $h \geq 30\text{cm}$
  - $\frac{h}{b} \leq 4$
- (Art 7.5.1 RPA 99/version 2003).

Avec :

- $b$  = largeur de de la poutre.
- $h$  = la hauteur de la poutre.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée  $L$ , ces dimensions sont données par la condition de la flèche suivante :

- $h_t$  : La hauteur de la poutre est comprise entre  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$  (BAEL 91/Art A-4.14)
- $b$  : largeur de la poutre est comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$
- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

De plus ces dimensions seront vérifiées suivant le règlement de **RPA 99/ version 2003**

✓ *Poutre principales :*

$$L_{max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

✚ La hauteur :

$$\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \longrightarrow 21.66\text{cm} \leq h_t \leq 32.5\text{cm}$$

On prend  $h=35\text{cm}$

✚ La largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

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

✓ *Poutre secondaires:*

$$L_{max} = 300 - 25 = 275 \text{ cm}$$

✚ La hauteur

$$\frac{275}{15} \leq h_t \leq \frac{275}{10} \longrightarrow 18.33\text{cm} \leq h_t \leq 27.5 \text{ cm}$$

On prend  $h=30\text{cm}$

✚ La largeur

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \longrightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

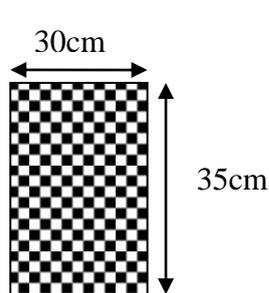
On prend  $b=25\text{cm}$

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35	30	<b>CV</b>
$b \geq 20\text{cm}$	30	25	<b>CV</b>
$h/b \leq 4\text{cm}$	1.16	1.2	<b>CV</b>

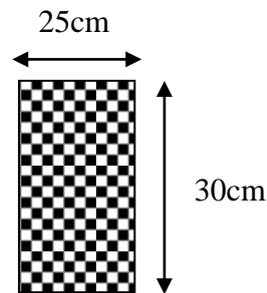
**Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA**

**Conclusion :** les sections (b x h) adoptées pour les poutres sont comme suit :

- **Poutres principales : (35x30) cm<sup>2</sup>**
- **Poutre secondaires : (30x25) cm<sup>2</sup>**



Poutre principales



Poutre secondaires

### II.2.3- Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le RPA 99 version 2003/Art 7.7.1, le pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

#### a)- L'épaisseur du voile :

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

- L : portée min des voiles.
- a : épaisseur des voiles.

L'épaisseur minimale est de 15cm.

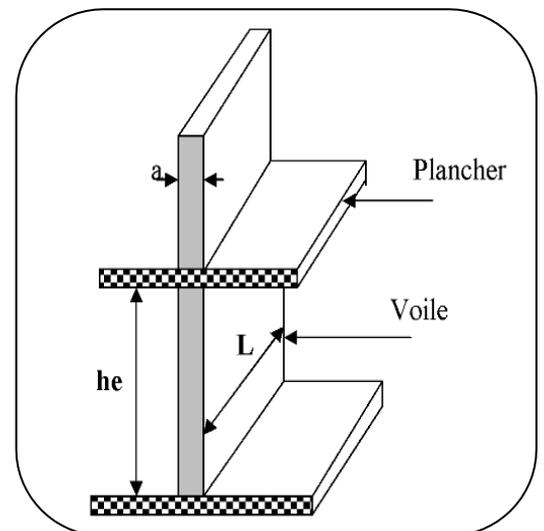


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

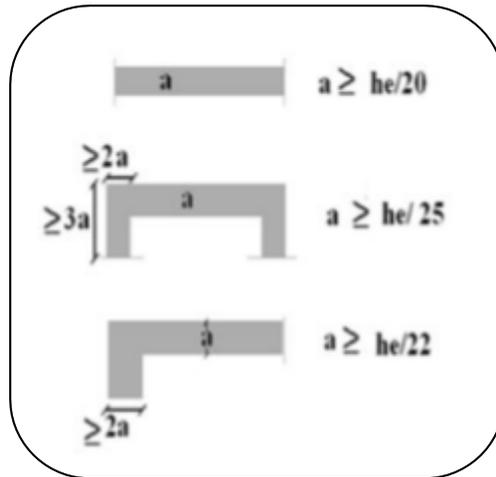


Figure II.3 : Coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

Pour le cas de notre structure, nos voiles sont de type linéaire on utilise alors la relation suivante :

$$a \geq \frac{he}{20}$$

he = h<sub>etage</sub> - épaisseur de la dalle

	Entre sol	RDC	Etages
h <sub>etage</sub> (cm)	350	405	306
e (cm)	20	20	20
h <sub>e</sub> (cm)	330	385	286
a(cm)	16.5	19.25	14.3

On opte pour des voiles d'épaisseur : **a = 20cm**

**b)- Longueur minimal du voile: (vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1) :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{min} \geq 4a$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} - 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \\ - L_{min} \geq 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

La condition du RPA est vérifiée, tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

**II.2.4- Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour les poutres.

Les poteaux travaillent en flexion composée et seront pré-dimensionnés à l'état limite de service (l'ELS), en considérant un effort de compression simple  $N_s$  qui devra être repris uniquement par le béton.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- **B** : la section du poteau.
- **$N_s = G + Q$**  effort normal de compression à l'ELS
  - **G** : Charge permanente.
  - **Q** : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.
- **$\sigma_{bc}$**  : contrainte admissible du béton à la compression.
  - **$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$**

**Remarque :**

- ✓ L'effort normal «  $N_s$  » sera déterminé à partir de la descente de charge. Donc on aura à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 VERSION 2003.
  - **Min (b, h)  $\geq 25 \text{ cm}$ .....en zone I et IIa**
  - **Min (b, h)  $\geq 30 \text{ cm}$ .....en zone IIB et III**
  - **Min (b, h)  $\geq \frac{h_e}{20}$**

**II.2.4.A- Détermination des charges et surcharges :**

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux ..... ) on doit d'abord déterminer le chargement.

**A.1- Les charges permanentes G :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

**✚ Plancher terrasse inaccessible :**

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon (Protection lourde)	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	1	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente total Gt = 5.68 KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II.2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse**

**✚ Plancher d'étage courant :**

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
5	Cloisons intérieur	0.1	/	1
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt = 5.16 KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II.3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher étage courant**

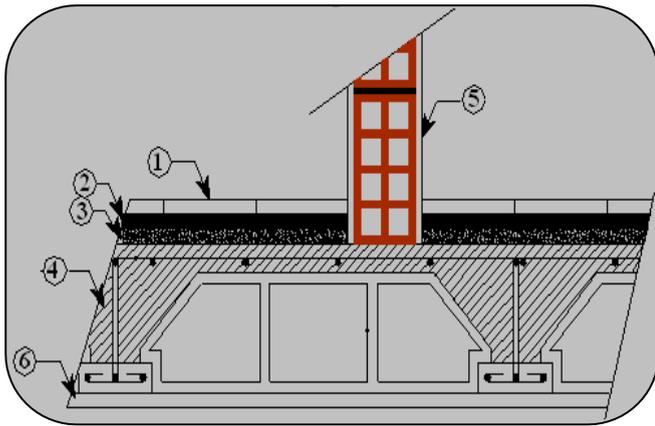


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

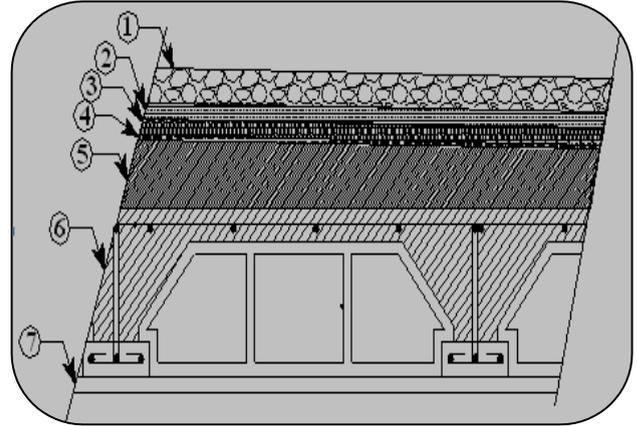


Figure II.4 : Coupe transversale plancher terrasse

**Maçonnerie :**

➤ **Mur extérieur :**

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Poids surfacique [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Maçonnerie	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Maçonnerie	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt= 2.36KN/m<sup>2</sup></b>				

Tableau II.4 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.

➤ Murs intérieur :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Maçonnerie	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente <math>G_t = 1.3 \text{ KN/m}^2</math></b>				

Tableau II.5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs

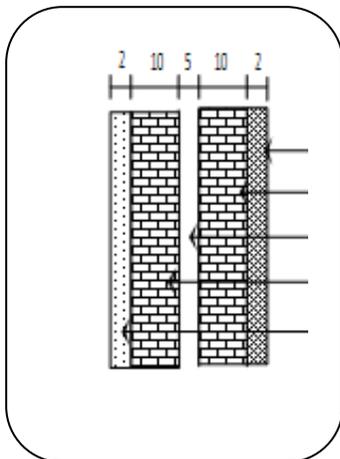


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

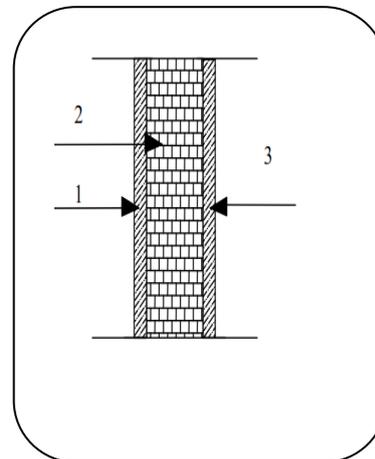


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

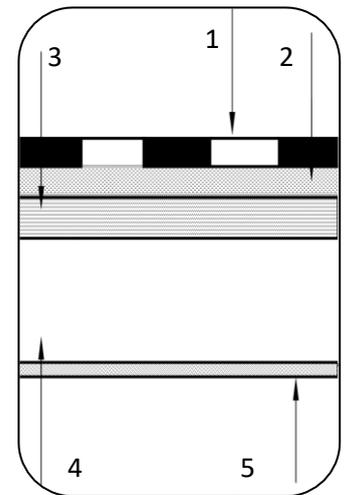
**✚ Dalle plein pour les portes à faux :**

Les portes à faux sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières. Ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

L'épaisseur du porte à faux est donnée par la formule suivante :

$$E_p \geq \frac{140}{10} = 14\text{cm} \quad \text{Soit } E_p = 15\text{cm}$$

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en Béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente totale <math>G_t = 5.27 \text{ KN/m}^2</math></b>				



**Tableau II.6 : Charges permanentes (G) de la dalle pleine.**

**Figure II.8 : Coupe verticale de la Dalle pleine**

**✚ L'acrotère :**

Calcul de son poids propre

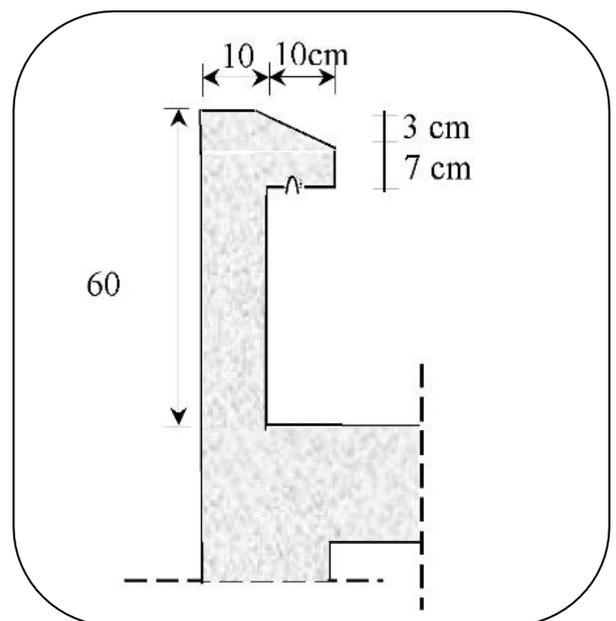
Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$  (masse volumique du béton)

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[ (0.60 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left( 0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right]$$

$$G = 1.7125 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$



**Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère**

**A.2- Surcharges d'exploitation :**

Le DTR B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation Q :

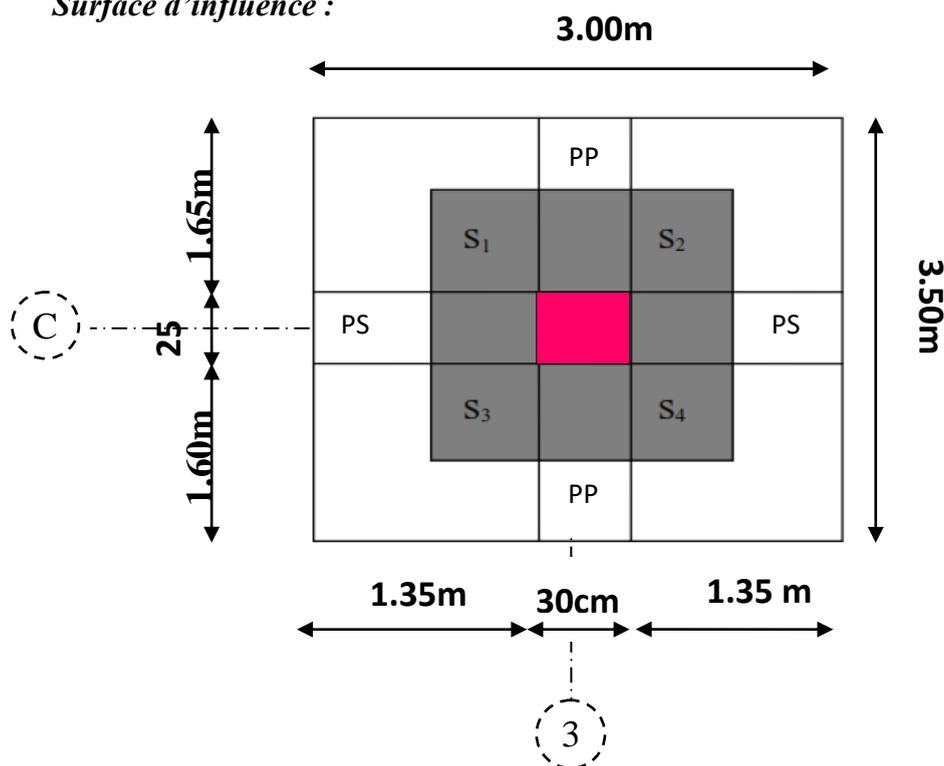
Elément	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher RDC à usage commercial	3.5
Balcon en dalle pleine	3.5
Escalier	2.5

**Tableau II.7 : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires**

**II.2.4.B- Localisation du poteau le plus sollicité :**

Dans notre cas les poteaux ayant la plus grande portée sont les poteaux (C-3) il est donc le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

**Surface d'influence :**



**Figure II.10 : Position du poteau le plus sollicité (3-C)**

Le RPA minimise la section des poteaux à (25x25) cm<sup>2</sup> pour la zone IIa. On impose donc, cette section donnée par le règlement.

La surface d'influence :

❖ *Section nette :*

La surface revenant aux poteaux :

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1=S2=1.35 \times 1.65 = 2.2275 \text{ m}^2$$

$$S3=S4= 1.35 \times 1.60 = 2.16 \text{ m}^2$$

$$S_n = 8.775 \text{ m}^2$$

❖ *Section brute :*

$$S_b = 3.50 \times 3.00 = 10.50 \text{ m}^2$$

### II.2.4- C-Descente de charge :

#### C.1- Détermination du poids propre des éléments :

La descente de charges est obtenue en déterminant les charges dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

➤ *Poids revenant à chaque plancher  $P=G \times S$*

Plancher	Surface d'influence S(m)	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )	Charges permanentes du plancher P(KN)
Terrasse	8.775	5.68	$P= S \times G = \mathbf{49.842}$
étage courant	8.775	5.16	$P= S \times G = \mathbf{45.279}$

**Tableau II.8 : Charges permanentes des planchers**

➤ Poids des poutres :

Poutres	Charges permanentes des poutres P $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totales des poutres (KN) $P_{totale} = G_{pp} + G_{ps}$
principales	$G_{pp} = [(0.30 \times 0.35 \times 1.6) + (0.35 \times 0.30 \times 1.65)] \times 25 = 8.53$	$P_{totale} = 13.59$
secondaires	$G_{ps} = [(0.25 \times 0.30 \times 1.35) \times 2] \times 25 = 5.06$	

Tableau II-9 : Charges permanentes des poutres

➤ Poids propre des poteaux :

Pour calculer le poids des poteaux, nous avons fixé les dimensions des poteaux à (25 x25) cm<sup>2</sup> qui est la section minimale donnée par le RPA pour la zone IIa.

Avec :  $\rho = 25 \text{KN/m}^3$

$$PP_{\text{poteaux}} = b \times h \times h_e \times \rho \text{ (KN)}$$

➤ Poids propres :

- RDC :  $P = 0.25 \times 0.25 \times 4.05 \times 25 = 6.33 \text{KN}$
- Entre sol :  $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.50 \times 25 = 5.47 \text{KN}$
- Etage courant :  $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{KN}$

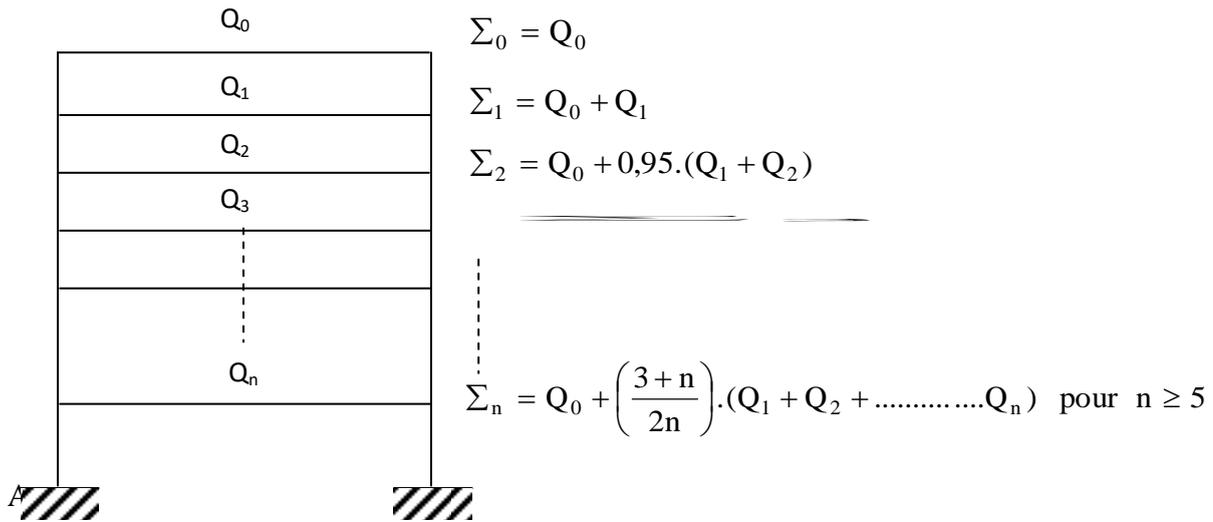
C.2- Détermination des surcharges d'exploitation des éléments :

- Plancher terrasse  $Q_0 = 1 \times 10.50 = 10.50 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant  $Q_{\text{étage}} = 1.50 \times 10.50 = 15.75 \text{ KN}$
- Plancher entre sol  $Q_{\text{entre sol}} = 2.5 \times 10.50 = 26.25 \text{KN}$
- Plancher RDC  $Q_{\text{RDC}} = 3.5 \times 10.50 = 36.75 \text{ KN}$

C.3- Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression (DTR-Art 6.3):

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) préconise une dégression des charges sur tous les planchers

Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur à 5, ce qui est notre cas.



- $Q_0$  : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- $Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .
- $n$  : nombre de l'étage du haut vers le bas
- $Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage  $n$  en tenant compte de la dégression des surcharges.

- $Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 10.50 \text{ KN}$
- $Q_7 = Q_0 + Q_1 = 26.25 \text{ KN}$
- $Q_6 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 40.425 \text{ KN}$
- $Q_5 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 53.025 \text{ KN}$
- $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 64.05 \text{ KN}$
- $Q_3 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 73.5 \text{ KN}$
- $Q_2 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 81.375 \text{ KN}$
- $Q_1 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 89.2185 \text{ KN}$
- $Q_{\text{entre sol}} = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 104.2755 \text{ KN}$
- $Q_{\text{RDC}} = Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 125.8845 \text{ KN}$

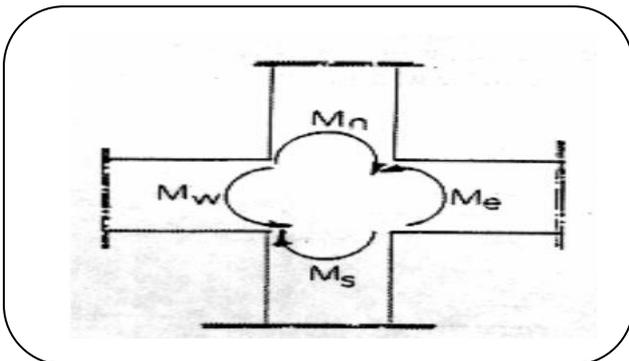
NIVEAU	Charges permanentes G [KN]					Surcharges d'exploitation Q [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [KN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>planche r</sub>	Q <sub>Cumulée</sub>		Section trouvée $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Section minimale
8	49.842	13.59	0	63.432	63.432	10.50	10.50	73.932	49.29	07x07
7	45.279	13.59	4.78	63.65	127.082	15.75	26.25	153.332	102.22	10x10
6	45.279	13.59	4.78	63.65	190.732	15.75	40.425	233.157	155.44	12x12
5	45.279	13.59	4.78	63.65	254.382	15.75	53.025	307.407	204.94	14x14
4	45.279	13.59	4.78	63.65	318.032	15.75	64.05	382.082	254.72	16x16
3	45.279	13.59	4.78	63.65	381.682	15.75	73.5	455.182	303.45	19x19
2	45.279	13.59	4.78	63.65	445.332	15.75	81.375	526.707	351.138	20x20
1	45.279	13.59	4.78	63.65	508.982	15.75	89.2185	598.2005	498.80	21x21
Entre sol	45.279	13.59	5.47	64.34	573.322	26.25	104.2744	677.5975	451.73	22x22
RDC	45.279-	13.59	6.33	65.20	638.522	36.75	125.8845	764.4065	509.60	25x25

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la descente des charges

**NB :** les sections des poteaux minimales calculées dans ce chapitre sont modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.
- Si la période fondamentale n'est pas vérifiée.

**II.2.5- L'article 7.6.2 du RPA99 révisé en 2003 relatif à la rotule plastique :**



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 ( |M_w| + |M_e| )$$

Mn ; Ms : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

Mw ; Me : sont les moments fléchissant résistants dans les poutres.

**Figure II.11 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau**

Le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

On utilise cette relation en sachant que les moments résistants ne sont pas encore connus car en effet, les moments sont calculés pour une section de béton armé. Or à ce niveau de calcul on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton on fait une analogie entre les moments et l'inertie autrement dit on a :

$$\sigma = \frac{M \times V}{I} \quad \longrightarrow \quad M = \frac{\sigma \times I}{V}$$

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 ( |M_w| + |M_e| )$$

$$\frac{\sigma \times I_{n \text{ pot}}}{V} + \frac{\sigma \times I_{s \text{ pot}}}{V} \geq 1.25 \left( \frac{\sigma \times I_{w \text{ pout}}}{V} + \frac{\sigma \times I_{e \text{ pout}}}{V} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l}
 * I_n = I_s = I_{pot} \\
 * I_w = I_e = I_{pout} \\
 * \sigma = 15 \text{ MPa} \text{ Contrainte du béton} \\
 * V = \frac{h}{2} \text{ Distance par rapport à l'axe neutre} \\
 * I = \frac{bh^3}{12} \text{ Moment d'inertie}
 \end{array} \right\} \frac{I_{pot}}{V_{pot}} \geq 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}}$$

➤ Pour les poteaux qui sont de section carrée :

$$\left. \begin{array}{l}
 I_{pot} = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \\
 V_{pot} = \frac{h_{pot}}{2}
 \end{array} \right\} \frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^4}{12 \times \frac{h_{pot}}{2}} = \frac{h^3}{6}$$

➤ On a la section de la poutre secondaire qui est de (25x30) cm<sup>2</sup> :

$$\left. \begin{array}{l}
 I_{poutre} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.25 \times 0.30^3}{12} = 0.5625 \times 10^{-3} m^4 \\
 V_{pout} = \frac{h_{pout}}{2} = \frac{0.30}{2} = 0.15 m
 \end{array} \right\} 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 1.25 \times \frac{0.5625 \times 10^{-3}}{0.15} = 0.0047$$

$$\text{Donc : } \frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^3}{6} \geq 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 0.0047 \\
 h_{pot} \geq 0.28$$

➤ On a la section de la poutre principale qui est de (30x35) cm<sup>2</sup> :

$$\left. \begin{array}{l}
 I_{poutre} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.30 \times 0.35^3}{12} = 1.07 \times 10^{-3} m^4 \\
 V_{pout} = \frac{h_{pout}}{2} = \frac{0.35}{2} = 0.17 m
 \end{array} \right\} 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 1.25 \times \frac{1.07 \times 10^{-3}}{0.17} = 0.0078$$

$$\text{Donc : } \frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^3}{6} \geq 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 0.0078 \\
 h_{pot} \geq 0.36$$

Puisque on a fait les vérifications pour les poutres principales et les secondaires aussi on a trouvé  $h_{pot} \geq 0.28$  et  $h_{pot} \geq 0.36$ . Alors pour que on serra plus en sécurité on prends le cas le plus défavorable ( $h_{pot} = 0.36$ ) on opte pour une section de poteaux carrés de 40x40cm<sup>2</sup>

II.2.6- Vérification :

✚ Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 version 2003.

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ .....en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ .....en zone III et IIb
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :  $b_1$  et  $h_1$  les dimensions des poteaux

$h_e$  : haute d'étage.

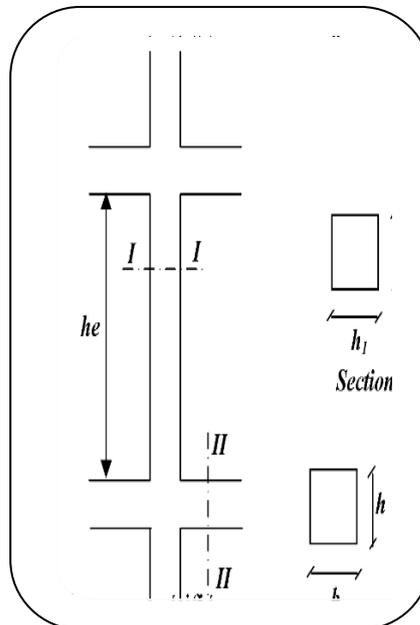


Figure II.12: Coffrage des poteaux

Niveaux	Section	Min (b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> )	Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) ≥25cm	h <sub>e</sub>	$\frac{h_e}{20}$	Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
08	35x35	35	OK	286	14.3	OK	1	OK
07	35x35	35	OK	286	14.3	OK	1	OK
06	35x35	35	OK	286	14.3	OK	1	OK
05	35x35	35	OK	286	14.3	OK	1	OK
04	35x35	35	OK	286	14.3	OK	1	OK
03	40x40	40	OK	286	14.3	OK	1	OK
02	40x40	40	OK	286	14.3	OK	1	OK
01	40x40	40	OK	286	14.3	OK	1	OK
Entre sol	40x40	40	OK	330	16.5	OK	1	OK
RDC	40x40	40	OK	385	19.25	OK	1	OK

**Tableau II.11 : Vérification relative au coffrage, (RPA99 version 2003 A et.7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur en une seule fois

**✚ Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés. La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Cette condition doit être respectée, afin d'éviter tous risque de flambement du poteau. **(BAEL 99 B.8.4.1)**

Avec :

$\lambda$  : élancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.7 L_0$

$L_0$  : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \text{Moment d'inertie de la section du poteau}$$

$B = bh =$  Section transversale du poteau.

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

Niveaux	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	B (cm <sup>2</sup> )	$\lambda = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$	Observation
04-05-06-07-08	3.06	2.142	35x35	21.20	Pas de risque de flambement
01-02-03	3.06	2.142	40x40	18.55	Pas de risque de flambement
Entre Sol	3.50	2.45	40x40	21.21	Pas de risque de flambement
RDC	4.05	2.835	40x40	24.55	Pas de risque de flambement

**Toutes II.12 : Les valeurs de λ**

Les valeurs de λ sont inférieurs à 50 donc il n'ya aucun risque de flambement.

**II.2.7- Conclusion :**

On a pré-dimensionné tout 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 et document technique nous ont permis de trouvé les résultats suivantes :

Eléments	Les dimensions	
<b>Plancher</b>	(16+4) cm	
<b>Voiles</b>	e=20 cm	
<b>Poutre principales</b>	(30x35) cm <sup>2</sup>	
<b>Poutre secondaires</b>	(25x30) cm <sup>2</sup>	
<b>Poteaux</b>	04-05-06-07-08 étages	(35x35) cm <sup>2</sup>
	RDC - Entre sole -01-02-03 étages	(40x40) cm <sup>2</sup>

**Tableau II.13 : les dimensions des sections trouvées**

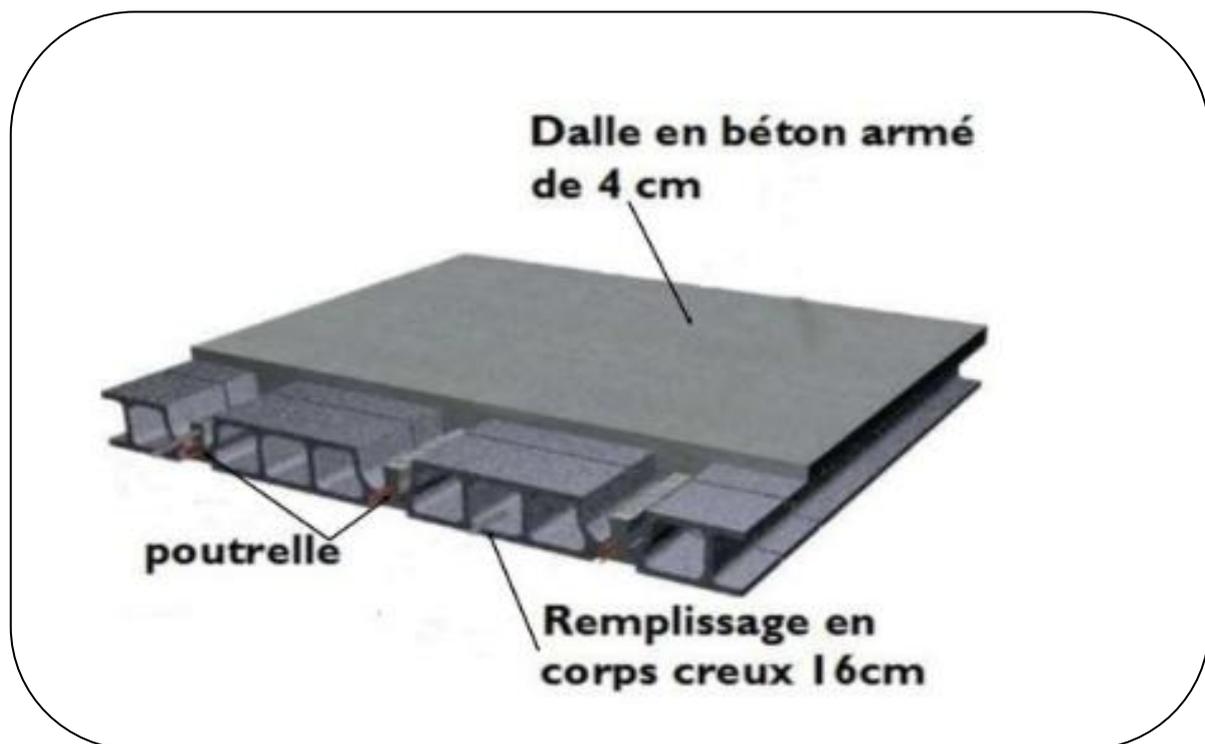
Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs

**III.1-ETUDE DU PLANCHER****III.1.1- Introductions :**

Notre projet est constitué de plancher en corps creux très communément employés dans les bâtiments d'habitation.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm et disposées dans le sens de la petite portée.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant.
- Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) de nuance (TLE 520) ayant comme fonction de :
  - ➔ Limier les risques de fissuration par retrait
  - ➔ Résistance sous l'effet des charges appliquées
  - ➔ Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.



*Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux*

**III.1.2.1- Etudes ferrailage de la dalle de compression :**

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le (BAEL.B6.8.423).

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

✚ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec :

**L:** La distance entre axes des poutrelles compris entre 50 cm et 80 cm, on prend L= 65cm.

**f<sub>e</sub>:** Limite d'élasticité des aciers en MPa.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : **A<sub>⊥</sub> = 5T5/ml = 0,98 cm<sup>2</sup>/ml**, avec : **un St = 20cm**.

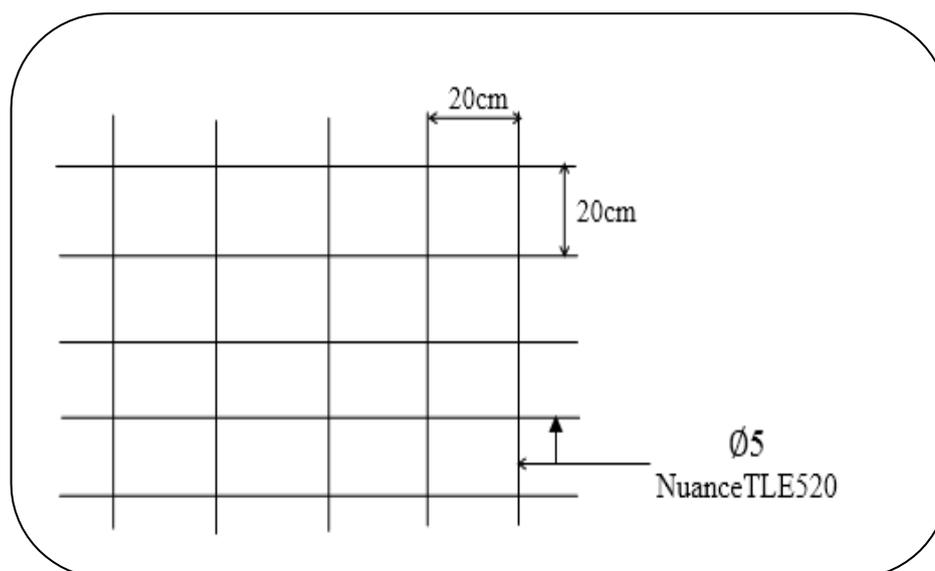
✚ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

Soit : **A<sub>//</sub> = 5T5/ml = 0,98 cm<sup>2</sup>/ml**, avec : **un St = 20cm**.

✓ **Conclusion :**

On opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé dimension (5x200) mm<sup>2</sup>.



**Figure III.1.2 : Treillis soudés (20x20) cm<sup>2</sup>.**

**III.1.2.2- Étude des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives, comme la montre la figure ci-dessous.

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 c'est le **RDC**. Les poutrelles travaillées en flexion.

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes avant et après coulage du béton.



**Figure III.1.3 : Poutrelles**

**✚ Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :**

L'objectif de calculer la poutrelle avant coulage de la dalle de compression est de déterminer si la poutrelle peut se suffire seule

à reprendre son propre poids et le poids de l'ouvrier et le poids du corps creux. Dans le cas contraire il faudra prévoir des étais intermédiaires pour la conforter. Ces étais serviront d'appuis intermédiaires pour la poutrelle.

La poutrelle est considérée comme étant une poutre de section rectangulaire de  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$  simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95 \text{ KN/m}^2$  et le poids de l'ouvrier

Le calcul se fera pour la travée la plus longue.

**1-Chargement :**

- Poids propre :  $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

$$G_t = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

**2-Ferraillage à l'ELU :**

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ( $L = 3.00 \text{ m}$ ).

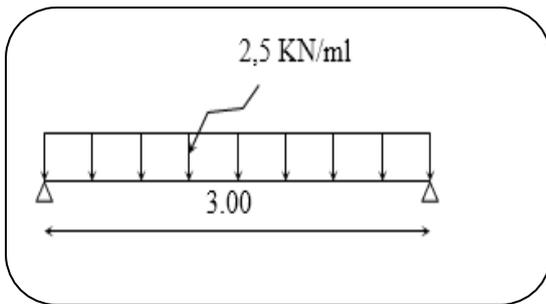


Figure III.1.4: Schéma statique de la travée la plus défavorable.

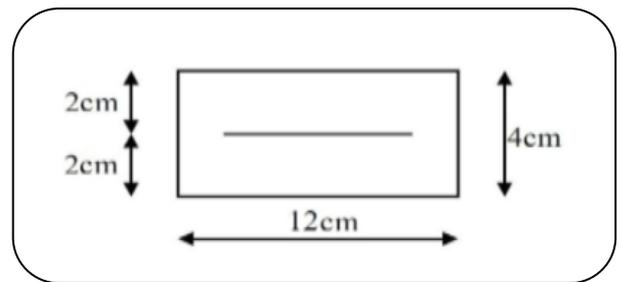


Figure III.1.5: Section d'étude de la poutrelle

➤ **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,74) + 1,5(1,00) = 2,5 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5(3)^2}{8} = 2,81 \text{ kN/m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3}{2} = 3,75 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des armatures :**

- Soit :  $M_u$ : moment max en travée
- $b$  : largeur de la section
- $d$  : hauteur utile, avec  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$
- $c = 2 \text{ cm}$
- $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ : contrainte du béton à la compression

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,81 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 4,12$$

$\mu = 4,12 > \mu_l = 0,392 \longrightarrow$  Section doublement armée (SDA).

✓ **Remarque :**

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser (armatures de compression et de traction) vue la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises de manière à ce que les armatures comprimés ne soient pas nécessaires.

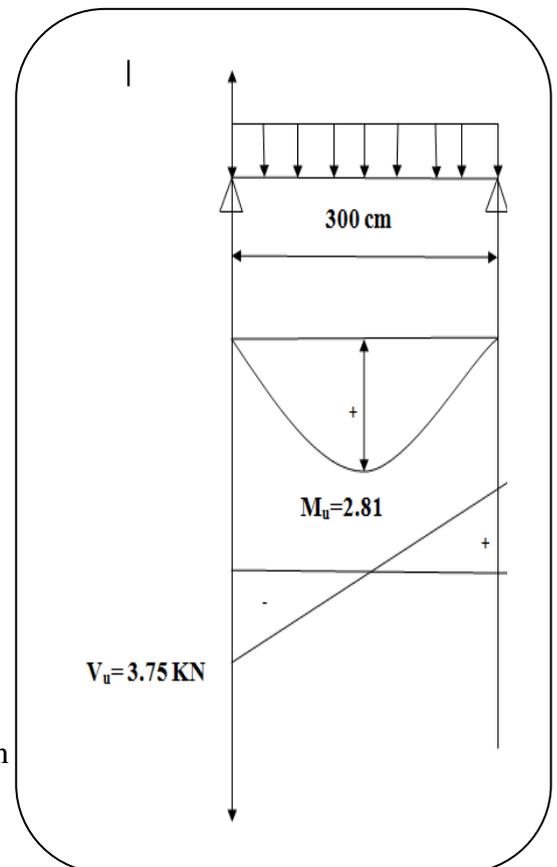
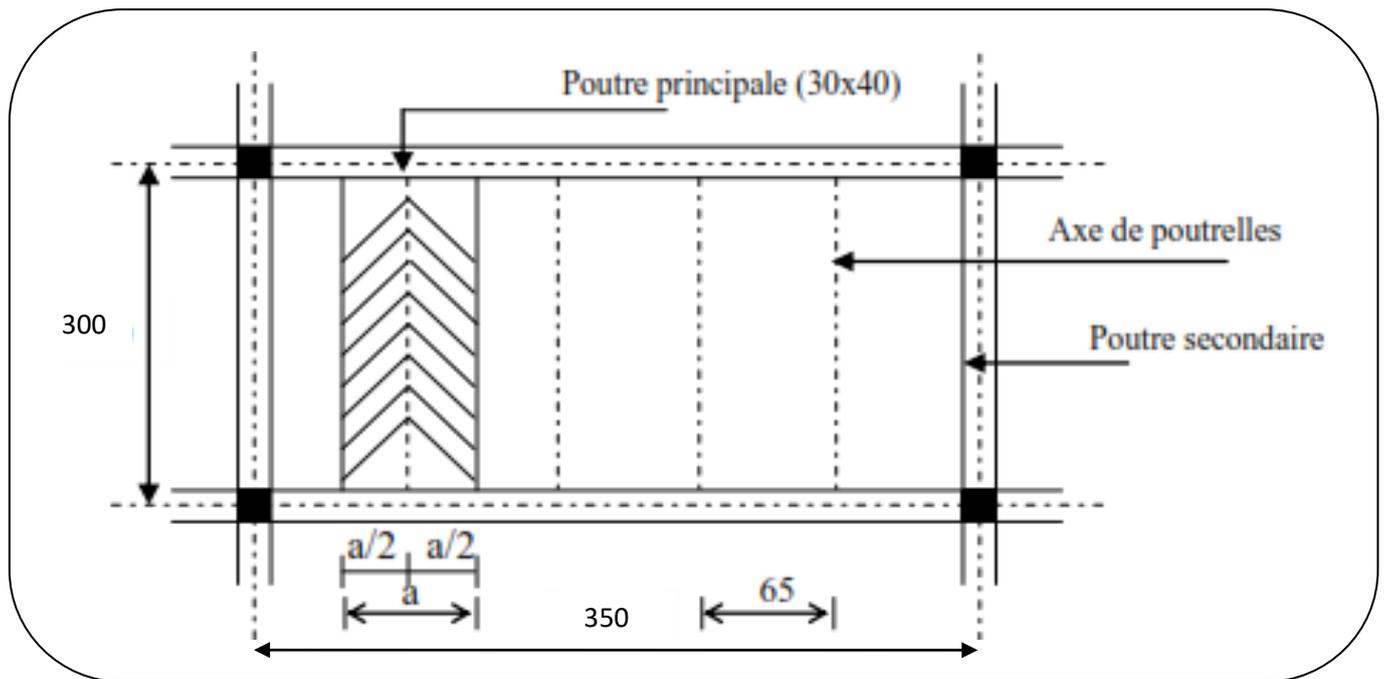


Figure III.1.6 : Diagramme des efforts internes à L'ELU



*Figure III.1.7 : Surface revenant aux poutrelles*

**✚ Etude de la poutrelle 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 partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte :

- son poids propre
- le poids du corps creux
- le poids de la dalle de compression
- les charges et surcharges revenant au plancher

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T.

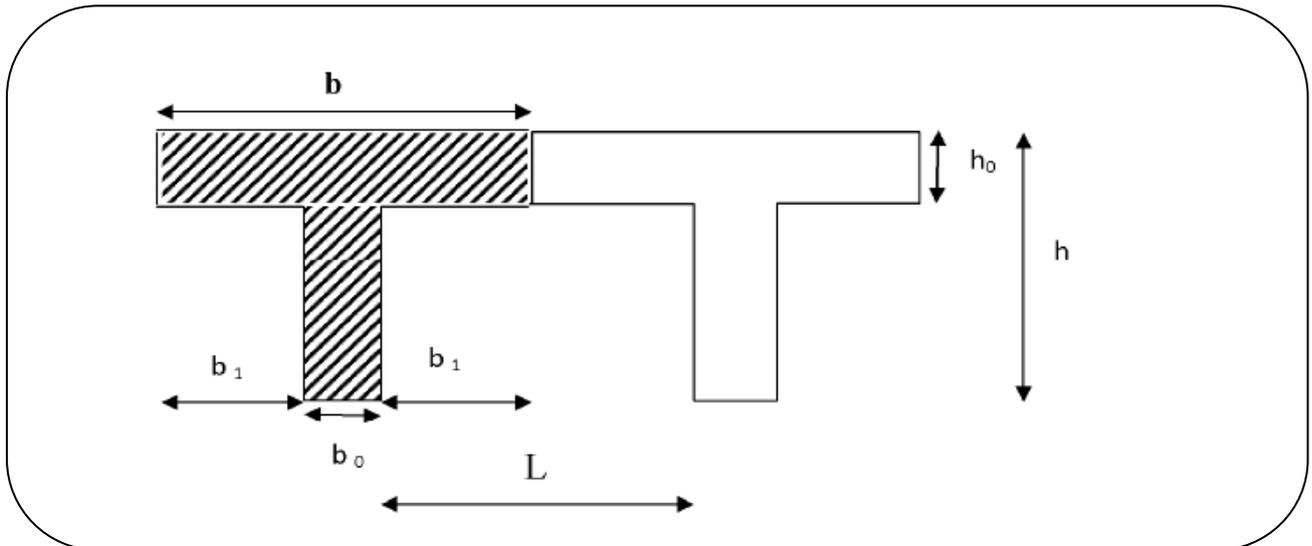


Figure III.1.8: Dimensions de la poutrelle.

1. Dimensionnement de la poutrelle :

$h = (16+4)$  : hauteur de la poutrelle.

$h_0 = 4$  cm : épaisseur de la dalle de compression.

$b_0 = 12$ cm : largeur de la nervure.

$b$  : largeur de l'ourdis de chaque côté de la nervure.

$L = 300$ cm : portée de la grande travée.

$L_0$ : distance entre deux parements voisins des deux poutrelles ( $L_0 = 65-12=53$ cm).

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

Donc :

$$b_1 \leq \min \{ 26.5 ; 30 ; 32 \} \longrightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

2. Le chargement :

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties

	Charge permanente G (KN/ml)	Charge d'exploitation Q (KN/ml)	ELU (1.35G+1.5Q) KN/ml	ELS (G+Q) KN/ml
Plancher terrasse	$5.68 \times 0.65 = 3.692$	$1 \times 0.65 = 0.65$	5.959	4.342
Plancher d'étage courant	$5.16 \times 0.65 = 3.354$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$	5.990	4.329
Plancher RDC	$5.16 \times 0.65 = 3.354$	$3.5 \times 0.65 = 2.275$	7.94	5.629

Nous considérerons pour nos calculs, le plancher le plus sollicité est le plancher du RDC :

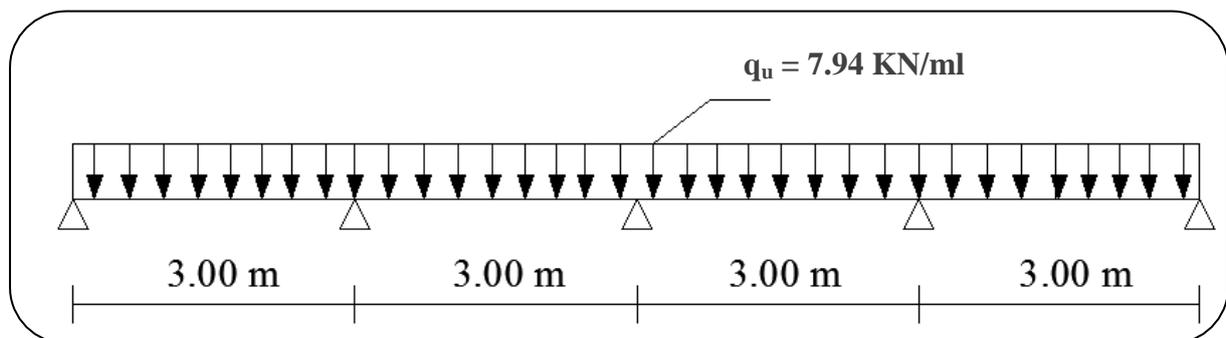
$G = 3.354 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.275 \text{ KN/ml}$

**3. Combinaison de charge :**

- A L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (3.354) + 1.5 \times (2.275) = 7.94 \text{ KN/ml}$ .

- A L'ELS :  $q_s = G + Q = 3.354 + 2.275 = 5.629 \text{ KN/ml}$ .



*Figure III.1.9: Schéma statique de la poutrelle à L'ELU.*

**III.2.3- Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

**III.2.3.1-méthode forfaitaire :**

**a- Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

**Condition 1 :**

La valeur de la surcharge d’exploitation des constructions courantes doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois la charge permanente ou à 5KN/m<sup>2</sup>.

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 3.354 = 6.708 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.275 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.275 \text{ KN/ml} < \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Condition 2 :**

Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Cette condition est vérifiée car nous avons utilisé le même type de poutrelles.....**Condition vérifiée.**

**Condition 3 :**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$C \text{ à } d : 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3}{3} = 1 \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{3}{3} = 1 \\ \frac{L_3}{L_4} = \frac{3}{3} = 1 \end{array} \right\} 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Condition 4 :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable ..... **Condition vérifiée.**

**✓ Conclusion :**

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

**b- Principe de la méthode forfaitaire :**

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M<sub>0</sub> 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.

**c- Exposé de la méthode :**

- $M_0$  : la valeur du moment max dans la travée indépendante.  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ .
- $M_w$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $M_e$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_t$  : la valeur du moment max en travée de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

Pour  $Q = 0 \longrightarrow \alpha = 0$   
 Pour  $Q = 2G \longrightarrow \alpha = 2/3$  }  $\longrightarrow$  Donc  $\alpha$  est compris entre 0 et 2/3.

Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha) M_0$  et  $(1 + 0.3 \alpha) M_0 \geq 1.05 M_0$ .
- $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0$  .....dans le cas d'une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0$  .....dans le cas d'une travée intermédiaire.

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

**III.2.4- Calcules à L'ELU :**

• **Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :**

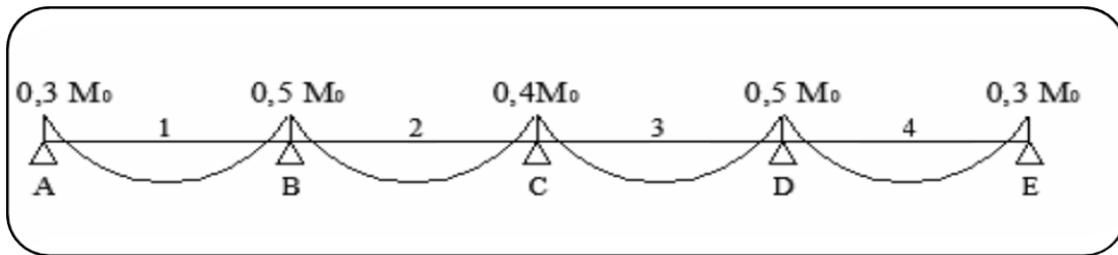
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.275}{3.354+2.275} = 0.4$$

• **Calcul des moments :**

a. **Les moments isostatiques :**

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{04} = \frac{qu^2}{8} = \frac{7.94 \times 3^2}{8} = 8.933 \text{KN.ml}$$

**b. Les moments aux appuis:**



$$M_A = M_E = 0.3M_0 = 0.3 \times 8.933 = 2.680 \text{KN.m.}$$

$$M_B = M_D = 0.5M_0 = 0.5 \times 8.933 = 4.467 \text{KN.m.}$$

$$M_C = 0.4M_0 = 0.4 \times 8.933 = 3.573 \text{KN.m.}$$

**c. Les moments en travées :**

**1. Travée AB :**

$$\begin{cases} M_{tAB} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3 \alpha) M_{0AB}, 1.05 M_{0AB}] \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq [1 + 0.3(0.4)] 8.933 - \frac{4.467 + 2.68}{2} = \mathbf{6.431 \text{KN.m.}} \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3(0.4)}{2} \times 8.933 = \mathbf{5.896 \text{KN.m.}} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tAB} = \max (6.431 ; 5.896) \longrightarrow M_{tAB} = \mathbf{6.431 \text{KN.m.}}$

**2. Travée BC :**

$$\begin{cases} M_{tBC} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3 \alpha) M_{0BC}, 1.05 M_{0BC}] \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq [1 + 0.3(0.4)] 8.933 - \frac{4.467 + 3.573}{2} = \mathbf{5.985 \text{KN.m.}} \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3(0.4)}{2} \times 8.933 = \mathbf{5.002 \text{KN.m.}} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tBC} = \max (5.985 ; 5.002) \longrightarrow M_{tBC} = \mathbf{5.985 \text{KN.m.}}$

3. Travée CD :

$$\begin{cases} M_{tCD} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3 \alpha) M_{0CD}, 1.05 M_{0CD}] \\ M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq [1+0.3(0.4)] 8.933 - \frac{3.573+4.467}{2} = 5.985 \text{KN.m.} \\ M_{tCD} \geq \frac{1+0.3(0.4)}{2} \times 8.933 = 5.002 \text{KN.m.} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tCD} = \max(5.985 ; 5.002) \longrightarrow M_{tCD} = 5.985 \text{ KN.m.}$

4. Travée DE :

$$\begin{cases} M_{tDE} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3 \alpha) M_{0DE}, 1.05 M_{0DE}] \\ M_{tDE} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0DE}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq [1+0.3(0.4)] 8.933 - \frac{2.68+4.467}{2} = 6.431 \text{KN.m.} \\ M_{tDE} \geq \frac{1.2+0.3(0.4)}{2} \times 8.933 = 5.896 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc :  $M_{tDE} = \max(6.431 ; 5.896) \longrightarrow M_{tDE} = 6.341 \text{KN.m.}$

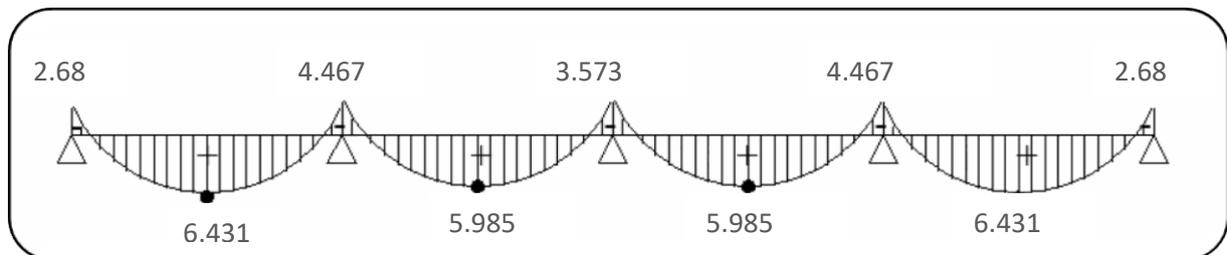


Figure III.1.10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

• Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point de la poutre est donné par la formule suivant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i}$$

Avec :

$$\begin{cases} T_w = + \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \\ T_e = - \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T(x)$  : effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$  : effort tranchant de la travée isostatique.

$M_{i+1}$  Et  $M_i$  moment sur appui en valeur algébrique.

$T_w$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

$T_e$  : effort tranchant sur appui droit de la travée.

$L$  : longueur de la travée.

**1. Travée AB :**

$$\begin{cases} T_A = + \frac{7.94 \times 3}{2} + \frac{(-4.467) - (-2.68)}{3} = \mathbf{11.31KN.} \\ T_B = - \frac{7.94 \times 3}{2} + \frac{(-4.467) - (-2.68)}{3} = \mathbf{-12.51KN.} \end{cases}$$

**2. Travée BC :**

$$\begin{cases} T_B = + \frac{7.94 \times 3}{2} \times + \frac{(-3.573) - (-4.467)}{3} = \mathbf{12.208KN.} \\ T_C = - \frac{7.94 \times 3}{2} + \frac{(-3.373) - (-4.467)}{3} = \mathbf{-11.612KN.} \end{cases}$$

**3. Travée CD :**

$$\begin{cases} T_C = + \frac{7.94 \times 3}{2} + \frac{(-4.467) - (-3.573)}{3} = \mathbf{12.208KN} \\ T_D = - \frac{7.94 \times 3}{2} + \frac{(-4.467) - (-3.573)}{3} = \mathbf{-11.612KN.} \end{cases}$$

**4. Travée DE :**

$$\begin{cases} T_D = + \frac{6.965 \times 3}{2} + \frac{(-4.467) - (-2.68)}{3} = \mathbf{12.51KN.} \\ T_E = - \frac{6.965 \times 3}{2} + \frac{(-4.467) - (-2.68)}{3} = \mathbf{-11.31KN.} \end{cases}$$

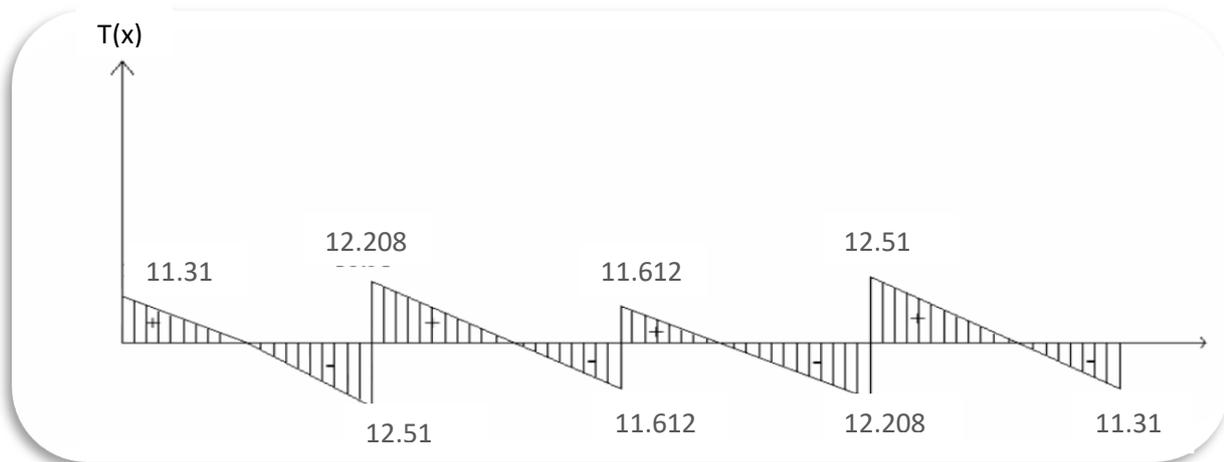


Figure III.1.11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

**III.2.4.1- Ferrailage :** Le ferrailage se fera en considérant les moments maximal.

$$M_{\max}^t = 6.431 \text{KN.m.}$$

$$M_{\max}^a = 4.467 \text{KN.m.}$$

• **Les Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 65 \text{cm}$  (largeur de la table de compression).

$h = 20 \text{ cm}$  (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12 \text{cm}$  (largeur de la nervure).

$h_0 = 4 \text{cm}$  (épaisseur de la table de compression).

$c = 2 \text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18 \text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

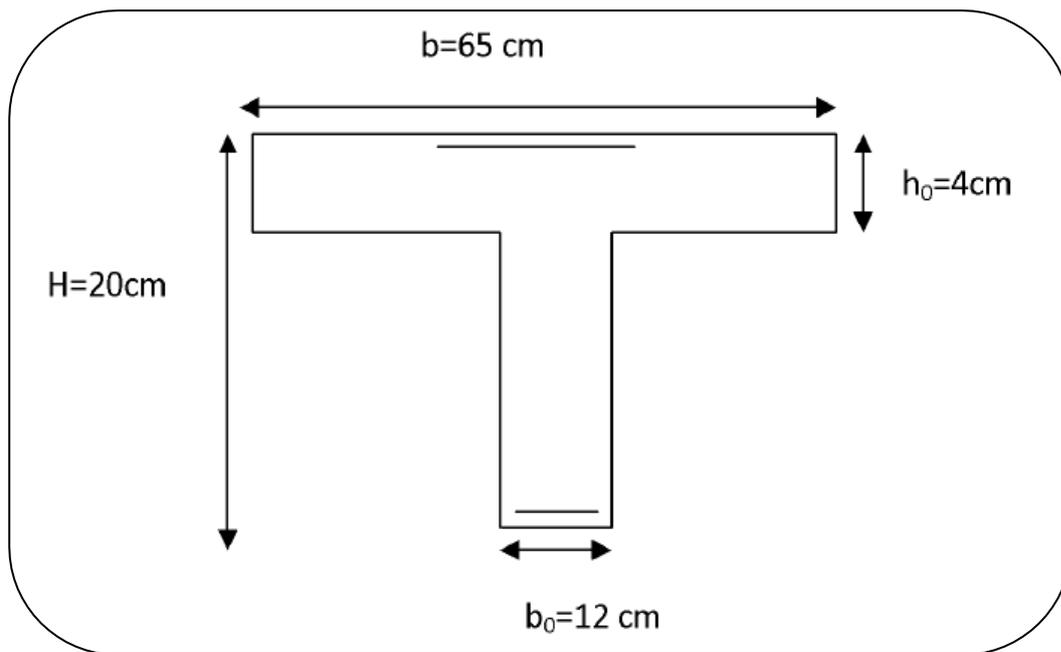


Figure III.1.12 : Section de la poutre en Té.

• *Caractéristiques des matériaux :*

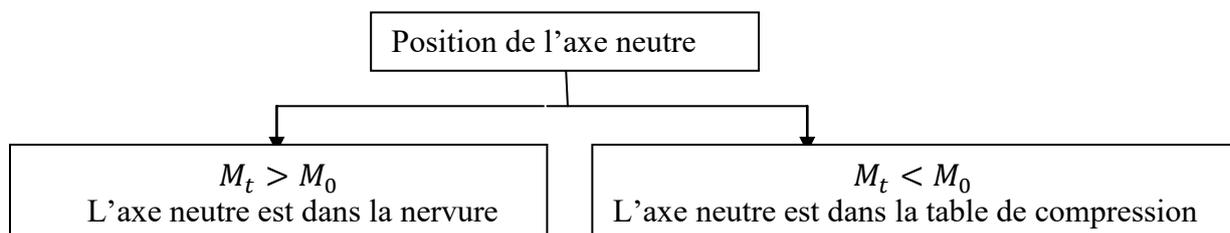
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m.}$$



$M_u = 6.431 < M_0 = 59.072 \longrightarrow$  donc l'axe neutre est dans la table de compression le béton tendu est négligé,

La section en Té se calcule exactement comme une poutre rectangulaire ( $b \times h$ )

**1. Calcul des armatures longitudinales :**

**✚ En travées :**

Le moment maximal en travée  $M_t^{max} = 6.431 \text{KN.m.}$

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.431 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.021.$$

$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$

$\mu = 0.021 \longrightarrow \beta = 0.9895.$

Donc :  $A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.431 \times 10^6}{0.9895 \times 180 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2.$

Soit :  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$

**✚ Aux appuis :**

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera notre calcul pour, une section rectangulaire (b x h) (12 x 20) cm<sup>2</sup> soumise au moment max.

$$\mu = \frac{M^a_{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.467 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.080$$

$\mu = 0.080 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$

$\mu = 0.080 \longrightarrow \beta = 0.958.$

$A_s = \frac{M^a_{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.467 \times 10^6}{0.958 \times 180 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2.$

Soit :  $A_s = 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2.$

**2. Calcul des armatures transversales (BAEL 91, Art. A.7.2.2) :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donne par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l^{max}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

**Avec :**

$\phi_t$  = diamètre des armatures transversales.

$\phi_l^{max}$  = diamètre des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher.

$b_0$  = largeur de lame.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10} \right\} = \min \{ 0.57; 1; 1.2 \} = 0.57 \text{ cm.}$$

Les armatures transversale seront réalisées par étriers de  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times \phi_t^2}{4} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.6^2}{4} = 0.56$$

Soit:  $A_t = 2HA6 = 0.56 \text{ cm}^2$ .

- **Espacement des cadres :**

$$St \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{0.9 \times 18; 40\} = 16.2\text{cm}.$$

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

**III.2.5- Vérifications à L'ELU :**

- ✚ **Vérification à la condition de non fragilité [Art A 4.2 ,1/BAEL 99] :**

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivant :

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

- ✚ **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1.41\text{cm}^2 < A_{st} = 2.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- ✚ **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 0.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- ✚ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A 5.1. 1 /BAEL 99) :**

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{12.51 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58\text{MPa}.$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**✚ Vérification de la contraintes d'adhérence (Art A 6.1. 3 /BAEL 99) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} \quad \text{Avec : } \Sigma u_i: \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varnothing = 1 \times 3.14 \times 10 = 31.40 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.51 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 31.40} = 2.45 \text{ MPa.}$$

**$\tau_{se} = 2.45 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée.**

**✚ Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \overline{\tau_{su}}} \quad \text{Avec :}$$

- $\overline{\tau_{su}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$\overline{\tau_s}$ : contrainte d'adhérence

- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{L_s = 40 \text{ cm.}}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0.4l_s$  pour les aciers HA

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} ; L_a = 16 \text{ cm}$$

**✚ Influence de l'effort tranchant :**

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \ll \overline{T_u}$$

$$\overline{T_u} = \frac{0.4 \times f_{c28} \times b_0 \times 0.9 \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3} \times 120 \times 0.9 \times 180}{1.5}$$

On a  $T_u^{\max} = 12.51 \text{ KN} \ll \bar{T}_u = 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée**

**+** *Influence de l'effort tranchant sur les armatures Appuis de rive (Art 5.1, 312 / BAEL91) :* On doit vérifier :

$$A_{st \text{ min a ancrée}} \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{12.51 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min a ancrée}} = 0.78 \text{ cm}^2 > \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = 0.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$
 **Condition vérifiée**

**+** *Appuis intermédiaire (Art 5.1, 312 / BAEL91) :*

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0.9V_u.d$ , on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y encrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u^{\max} = \frac{M_{\max}}{0.9d}$$

$$M_{\max} = 6.431 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0.9 d T_u^{\max} = 0.9 \times 180 \times 12.51 \cdot 10^3 = 2,02 \cdot 10^6$$

$M_{\max} \geq 0.9 d T_u^{\max} \longrightarrow$  Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

**+** *Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313) :*

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{0.9b_0d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 12.51 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.29 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 **Condition vérifiée**

**+** *Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire :*

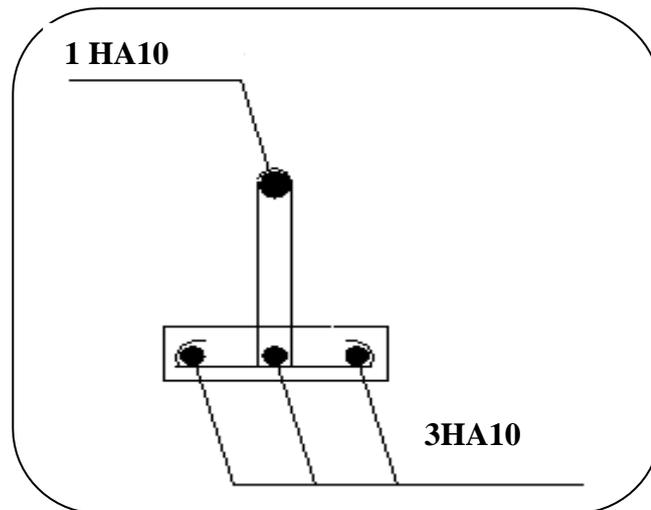
On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{0.9b_0d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{0.9b_0d} = \frac{12.51 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.64 \leq \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



*Figure .III.1.13: Plan de ferrailage de la poutrelle*

**III.2.6- Calcul à L'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- \_ Etat limite de résistance de béton en compression.
- \_ Etat limite de déformation.
- \_ Etat limite d'ouverture des fissures.

• **Les combinaisons de charge :**

$$q_s = G + Q = 3.354 + 2.275 = 5.629 \text{ KN.m.}$$

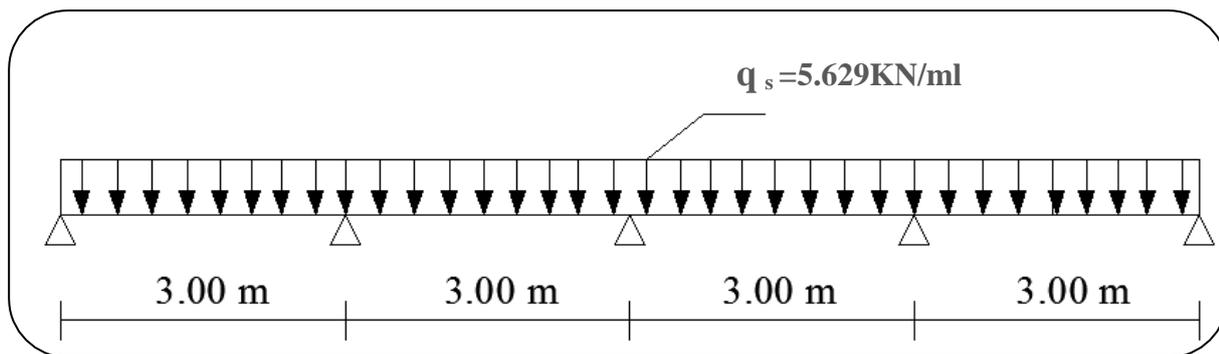


Figure III.1.14 : schéma statique de la poutrelle à L'ELS

- **Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$q_u = 7.94 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 5.629 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.629}{7.94} = 0.71.$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- **Aux appuis :**

$$M_A = M_E = 0.71 \times 2.68 = 1.903 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = M_D = 0.71 \times 4.467 = 3.172 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0.71 \times 3.573 = 2.537 \text{ KN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_{AB} = 0.71 \times 6.431 = 4.566 \text{ KN.m.}$$

$$M_{BC} = 0.71 \times 5.985 = 4.249 \text{ KN.m.}$$

$$M_{CD} = 0.71 \times 5.985 = 4.249 \text{ KN.m.}$$

$$M_{DE} = 0.71 \times 6.431 = 4.566 \text{ KN.m.}$$

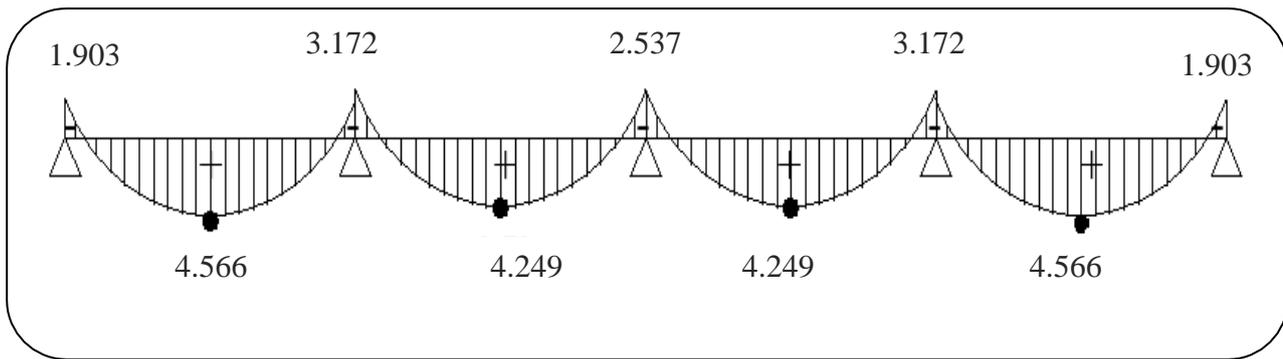


Figure : III.1.15: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

- Calcul des efforts tranchants :

$$T_s = 0.71 T_u.$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_A = 0.71 \times 11.31 = 8.03 \text{ KN.} \\ T_B = 0.71 \times -12.51 = -8.882 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_B = 0.711 \times 2.208 = 8.668 \text{ KN.} \\ T_C = 0.71 \times -11.612 = -8.245 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_C = 0.71 \times 11.612 = 8.245 \text{ KN.} \\ T_D = 0.71 \times -12.208 = -8.668 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_D = 0.71 \times 12.51 = 8.882 \text{ KN.} \\ T_E = 0.71 \times -11.31 = -8.03 \text{ KN.} \end{cases}$$

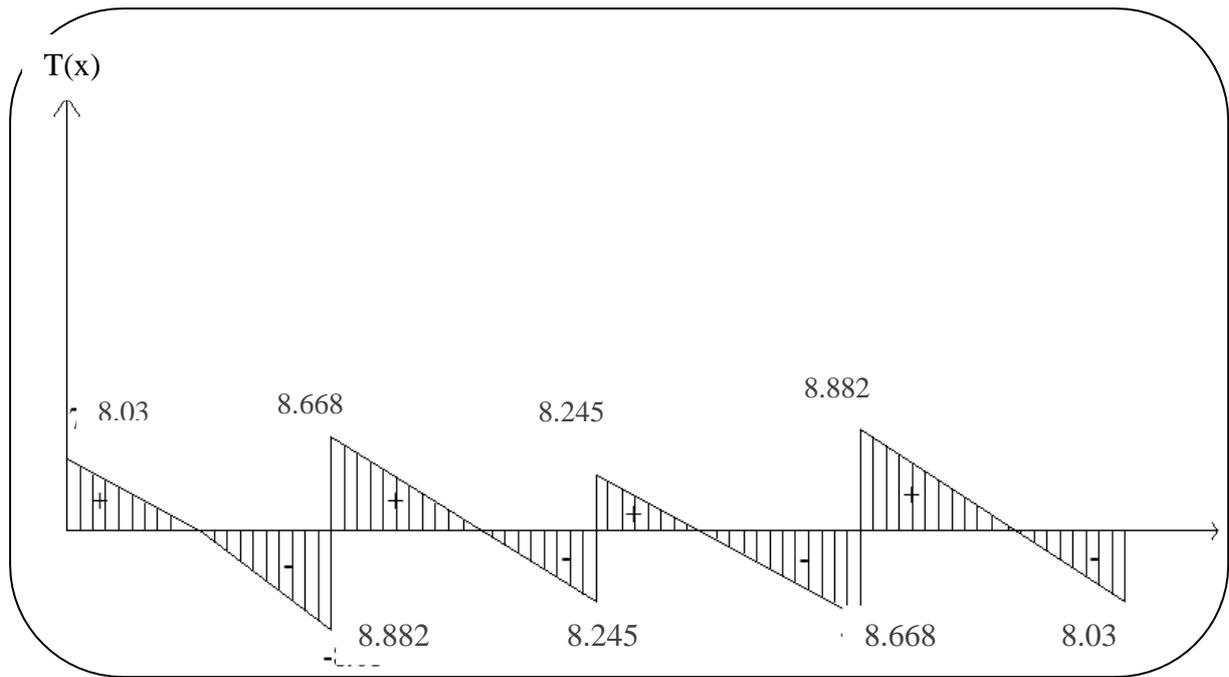


Figure : III.1.16: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

### III. 2.7- Vérification L'E L S :

✚ Etat limite de résistance de béton en compression :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \sigma_{bc}^-$

Avec :  $\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_{st}^- = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_{st}$  = contrainte de traction des aciers.

$\sigma_{st}^-$  = contrainte limite de traction des aciers.

$\beta$ ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho_1$ , qui égale à :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$$

• En travée :

$M_{\max} = 4.566 \text{ KN.m}$  ; et  $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$ .

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \rightarrow \beta_1 = 0.8564 \rightarrow K_1 = 19.81.$$

**✚ Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{4.566 \times 10^6}{0.8564 \times 180 \times 235} = 126.04 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{126.04}{19.81} = 6.36 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.36 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**• Aux appuis :**

$$M_{max} = 3.172 \text{ KN.m ; et } A_{st} = 0.78 \text{ cm}^2.$$

**- Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 0.78}{12 \times 18} = 0.361 \rightarrow \beta_1 = 0.907 \rightarrow K_1 = 38.76.$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.172 \times 10^6}{0.907 \times 180 \times 78} = 249.09 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{249.09}{38.76} = 6.42 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.42 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

**✚ Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas

y'a pas de vérification à effectuer, sauf que  $\sigma_{st} < \sigma_{st}^- = \frac{f_e}{\gamma_s}$

**✚ Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes seront vérifiées

$L = 275 \text{ cm}$  (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20\text{cm}$  (hauteur totale de la poutrelle).

$A_{st} = 2.35\text{cm}^2$  (section des armateurs).

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.629(3)^2}{8} = 6.333 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.566 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \longrightarrow \frac{20}{275} = 0.0727 > \frac{4.566}{15 \times 6.333} = 0.048 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{20}{275} = 0.0727 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la troisième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche telle que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10E_v \times I_{fv}} < \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} : \text{la flèche admissible} = \frac{L}{500} = \frac{2750}{500} = 5.5 \text{ mm.}$$

$E_v$  : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \text{ Avec } : \mu = \max = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_c 28}{4 \rho \sigma_s + f_c 28}; 0 \right\} ; \lambda_v = \frac{0.02 \times f_t 28}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} ; \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

$I_0$ : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15)

Y : Position de l'axe neutre

$$Y_1 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$Y_1 = \frac{(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \times b_0 \left[ \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + n \times A_{st} \times d}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + n \times A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 2 + (20 - 4) \times 12 \times 12 + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (1612) \times 12 + 15 \times 2.35} = 7.09 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(Y_1^3 + Y_2^3) + h_0(b - b_0) \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 \right] + 15 \times A_{st} \times (Y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.09^3 + 12.91^3) + 4 \times (65 - 12) \left[ \frac{4^2}{12} + (7.09 - 2)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.91 - 2)^2 = 20002.96 \text{ cm}^4.$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \longrightarrow \beta_1 = 0.9815$$

$$\lambda_v = \frac{0.0 \times 22.1}{(2 + 0.55) \times 0.011} = 1.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.566 \times 10^6}{0.9815 \times 180 \times 235} = 109.98 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \rho \sigma_s + ft_{28}}; 0 \right] = \max \left[ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 109.98 + 2.1}; 0 \right] = \max (0.470; 0) = 0.470$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20002.96}{1 + 0.470 \times 1.5} = 12905.14 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{4.566 \times 10^6 \times (2750)^2}{10 \times 10818.86 \times 12905.14 \times 10^4} = 2.47 \text{ mm} < \bar{f} = 5.5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\frac{20}{275} = 0.0727 \geq \frac{4.566}{15 \times 6.333} = 0.048 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Après toutes les verifications on a opté pour le ferrailage suivant:

- **Armatures longitudinales:**  
*Aux appuis:*  
 $A_s = 1 \text{ HA}10 = 1.13 \text{ cm}^2$   
*Aux travée:*  
 $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$
- **Armatures transversals:**  
 $A_t = 2 \text{ HA}6 = 0.56 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 15 cm ( 1 étrier en T6 tous les 15 cm)

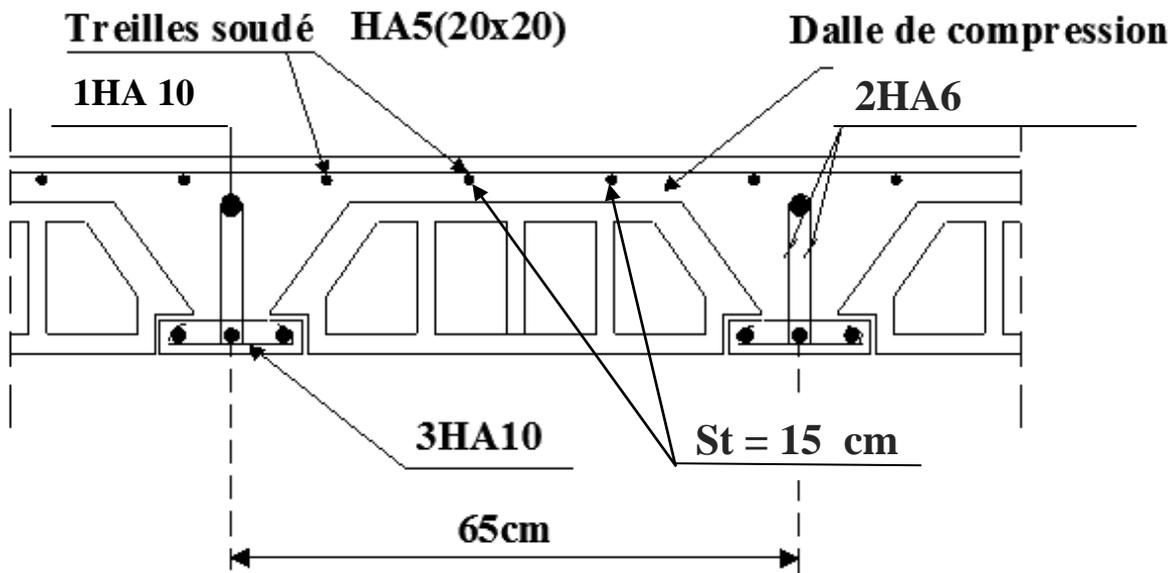


Figure III.1.17 : Plan de ferrailage du plancher

### III.2-ETUDE DE L'ACROTÈRE

#### III.2.1- Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible. La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé, il est assimilé à une console encadrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à :

- Un effort G dû à son poids propre.
- Un effort latéral  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  non pondéré dû à l'application de la main courante produisant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.



Figure III.2.1: Acrotère

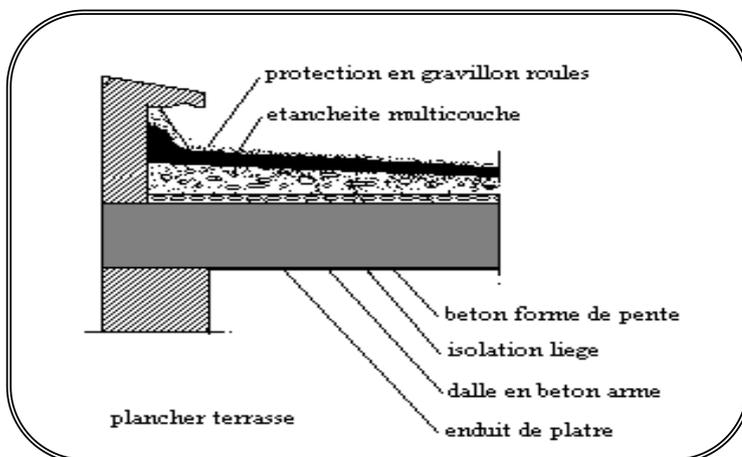


Figure III.2.2: Coupe verticale de l'acrotère

#### III.2.2- Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

- La hauteur  $h = 60 \text{ cm}$
- L'épaisseur  $h_0 = 10 \text{ cm}$
- L'enrobage  $c = c' = 3 \text{ cm}$
- La surface  $S = 0.0685 \text{ cm}^2$

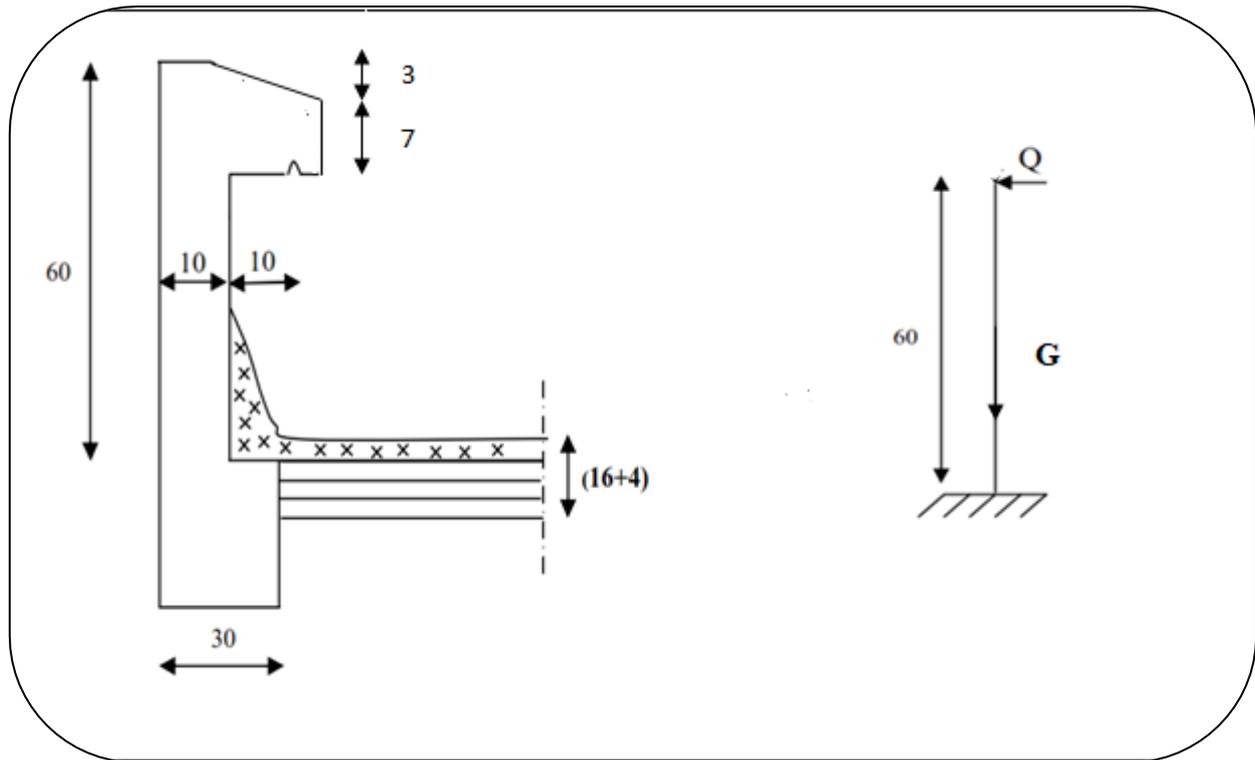


Figure III.2.3: Coupe verticale de l'acrotère et son schéma statique

**III.2.3- Détermination des sollicitations :**

Poids propre de l'acrotère :

h : la hauteur du l'acrotère.

S : surface de l'acrotère.

$\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$  (masse volumique du béton).

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[ (0.60 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left( 0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$

Effort normal dû au poids propre G :  $N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN.}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN.}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :  $M = Q \times h \times 1 = 1 \times 0.60 \times 1 = 0.60 \text{ KN.m}$

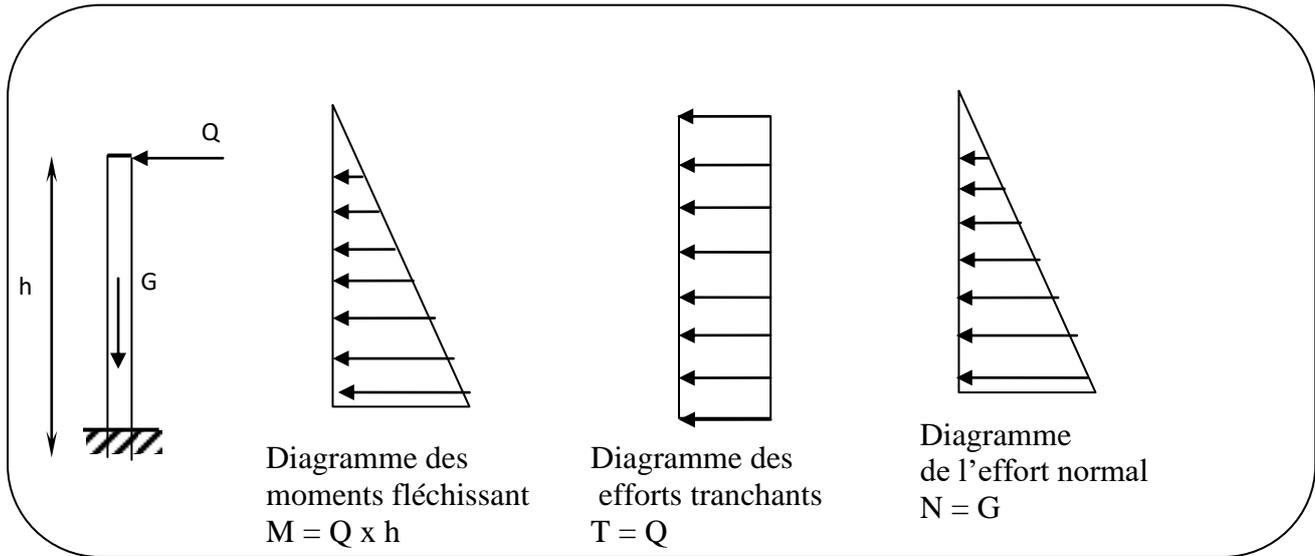


Figure III.2.4: Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

**III.2.4- Combinaison de charges :**

**A l'ELU :** La combinaison de charge à considérer est  $1.35G + 1.5Q$

Effort normal de compression :  $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 G = 1.35 \times 1,7125 = 2.312 \text{ KN}$

Moment de flexion :  $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,60 = 0.9 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

**A l'ELS :** La combinaison de charge à considérer est :  $G + Q$

Effort normal de compression :  $N_s = N_G + N_Q = N_G = 1.7125 \text{ KN}$ .

Moment de flexion :  $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$ .

Effort tranchant :  $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

**III.2.5- Ferrailage :**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire une bande de 1m de :

Epaisseur de la section (hauteur):  $h = 10 \text{ cm}$

Largeur de la section  $b = 100 \text{ cm}$

L'enrobage  $c = c' = 3 \text{ cm}$

Hauteur utile  $d = h - c = 7 \text{ cm}$

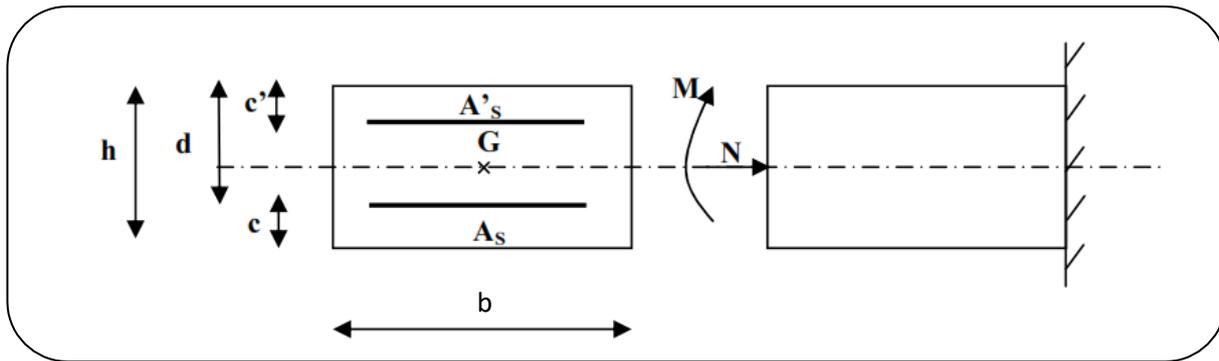


Figure III.2.5: Schéma statique de calcul

a- Position du centre de pression Cp :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_u > \frac{h}{2} - c \\ \text{Avec } c = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow$$

Section partiellement comprimée (CPC)

Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures

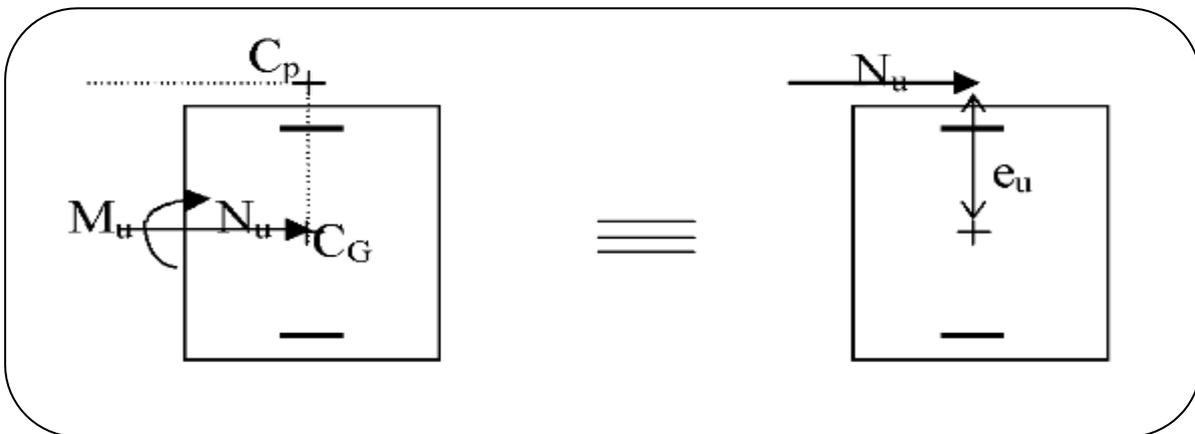


Figure III.2.6: position du centre de pression

Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armature fictives «  $A_f$  » puis on flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

**b- Calcul de la section des armatures fictives (en flexion simple) :**

➤ **Moment fictif ( $M_f$ ) :**

$$a = e_u + 0.5h - c = 39 + 0.5 \times 10 - 3 = 41 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u \times a = 2.312 \times 0.41 = 0.948 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit ( $\mu$ ) :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\sigma_b$ : contrainte du béton comprimé

$$\gamma_b = 1.5 \text{ Cas courant}$$

$$\mu = \frac{0.948 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ **Armatures fictives  $A_f$ :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.948 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39.19 \text{ mm}^2 = 0.3919 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$  cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$  cas courant

**c- Calcul de la section des armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \longrightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

III.2.6- Les vérifications :

a) Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91) :

➔ Armature principales :

Il faut vérifier que  $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :

- $A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28} [e_s - 0.445d]}{f_e [e_s - 0.185d]}$
  - $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.7125} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$
  - $f_e = 400 \text{ MPa}$
  - $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
  - $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$
- }  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1 [35 - 0.445 \times 7]}{400 [35 - 0.185 \times 7]} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2$ .....Condition non vérifiée.

**Conclusion** : Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adoptons une section :  $A_{st} = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Soit :  $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➔ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adoptera  $A_r = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$ .

Avec :

$S_t \leq \min \{4h ; 45\} \text{ cm}$ .

Avec : h : épaisseur de la section d'acrotère.

h = 10 cm. Soit :  **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91) :

Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{MPa}$$

- $T_u$  : Effort tranchant à l'ELU :  $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$
- $b$  : Largeur minimal de la section ( $b = 100 \text{cm}$ ).
- $d$  : Hauteur utile ( $d = 7 \text{cm}$ ).

➔ Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$  :

FPP  $\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right]$

FTP ou FP  $\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right]$

- FPP : Fissuration peu préjudiciable
- FTP : Fissuration très préjudiciable
- FP : Fissuration préjudiciable
- $\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$  autre cas

Pour la fissuration préjudiciable nous avons

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right] = \min [2.5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}] = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ➔ les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

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

Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures ne glissent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements.

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence  $\tau_s$

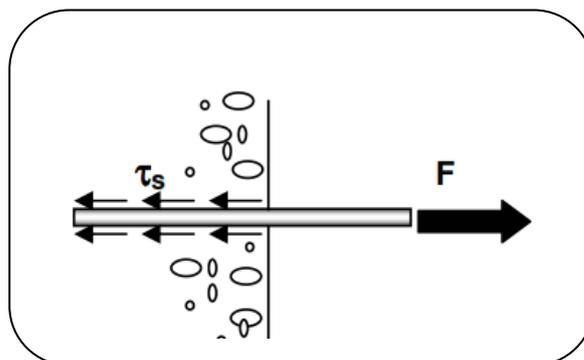


Figure III.2.7: Appliquer à une barre un effort de traction F

➤ **Facteurs influant sur l'adhérence :**

L'adhérence est favorisée par :

- l'état de surface des aciers : l'adhérence est améliorée lorsque la barre possède des nervures en saillies ou lorsque sa surface est rugueuse
- la qualité du béton d'enrobage : en particulier le dosage et les conditions de vibration qui influent sur la compacité.

**a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :**

Cette contrainte tient compte à la fois des caractéristiques de l'acier avec le coefficient de scellement  $\Psi_s$  et celles du béton, avec sa résistance à la traction  $f_{tj}$  :

- $\overline{\tau_{se}}$  : la contrainte d'adhérence admissible.
- $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$                     telle que :
- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{c28} = 25$  MPa
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1$ MPa
- A.N :  $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$  MPa.

**b) La contrainte d'adhérences d'entraînement :**

Cette contrainte va s'opposé à l'effort de traction dans la barre

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.24 \text{ MPa}$$

$T_u$  : Effort tranchant

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.048 \text{ cm}$$

$\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des espacements des barres :**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t = 20 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

➤ **Ancrages des barres verticales :**

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm}$$

- $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_s$ : contrainte d'adhérence
- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

On adopter  $l_s = 30 \text{ cm}$

**b) Vérification à l'ELS :**

On vérifie que les contraintes maximales du béton et de l'acier sont inférieures aux contraintes limites imposées.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que

- Moment de flexion :  $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,60 \text{ KN.m.}$
- Effort normal de compression :  $N_s = N_G + N_Q = N_G = 1,7125 \text{ KN.}$

➤ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A-4.5.3.2/BAEL 91) :**

Il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite

- $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.66; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$

Avec :

- $\eta$  : Coefficient de fissuration

$$\eta = 1.3 \text{ pour les HA si } \phi < 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HA si } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

Nous avant adopter  $\phi = 8 \text{ mm}$  donc

- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{d A_{st} \beta_1} = \frac{0.60 \times 10^6}{70 \times 2.01 \times 10^2 \times 0.993} = 42.94 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 42.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

➤ **Vérification des contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/BAEL 91) :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$\rho_1 = 0.287$  Donc  $\beta_1 = 0.9155$  et  $k = 44.17$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_s / k = 201.63 / 44.17 = 4.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc:  $\sigma_{bc} = 4.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :**

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{t28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 70}{1.5} \times 10^{-3} = 420 \text{ KN}$$

On à  $T_u = 1,5 \text{ KN} < 420 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

c) **Vérification au séisme (Art 6.2.3/RPA99) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone

Dans notre cas : Zone IIa  
Groupe d'usage 2 } A=0.15 (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

- $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8)  
L'acrotère est un élément en console donc ( $C_p = 0.8$ )
- $W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.7125 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :** Notre ferrailage est calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

**Conclusion :**

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage adopté est le suivant :

Armature principale : **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>**       **$S_t = 25cm$**

Armature de répartition : **3HA8=1.50 cm<sup>2</sup>**       **$S_t = 20cm$**

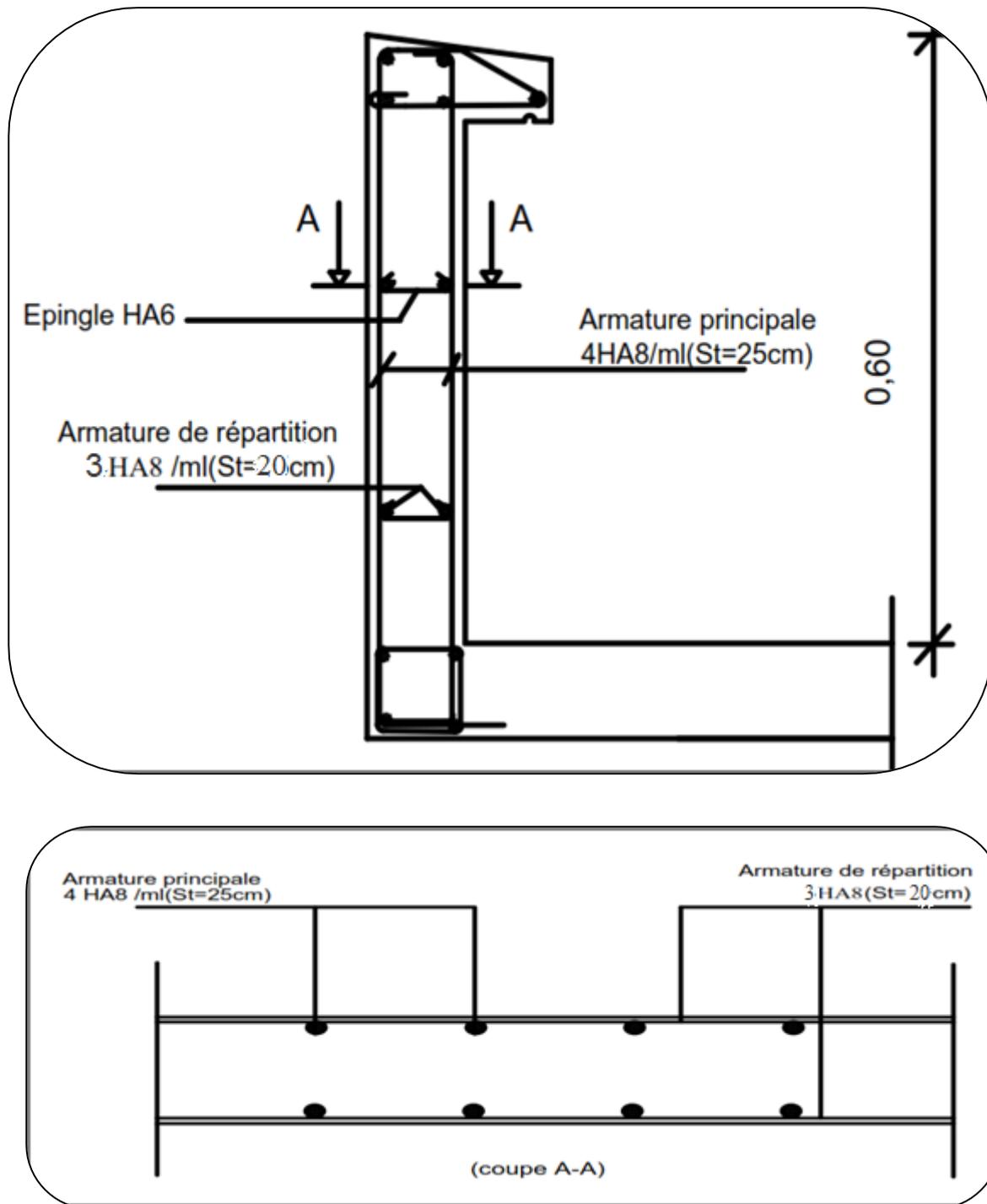


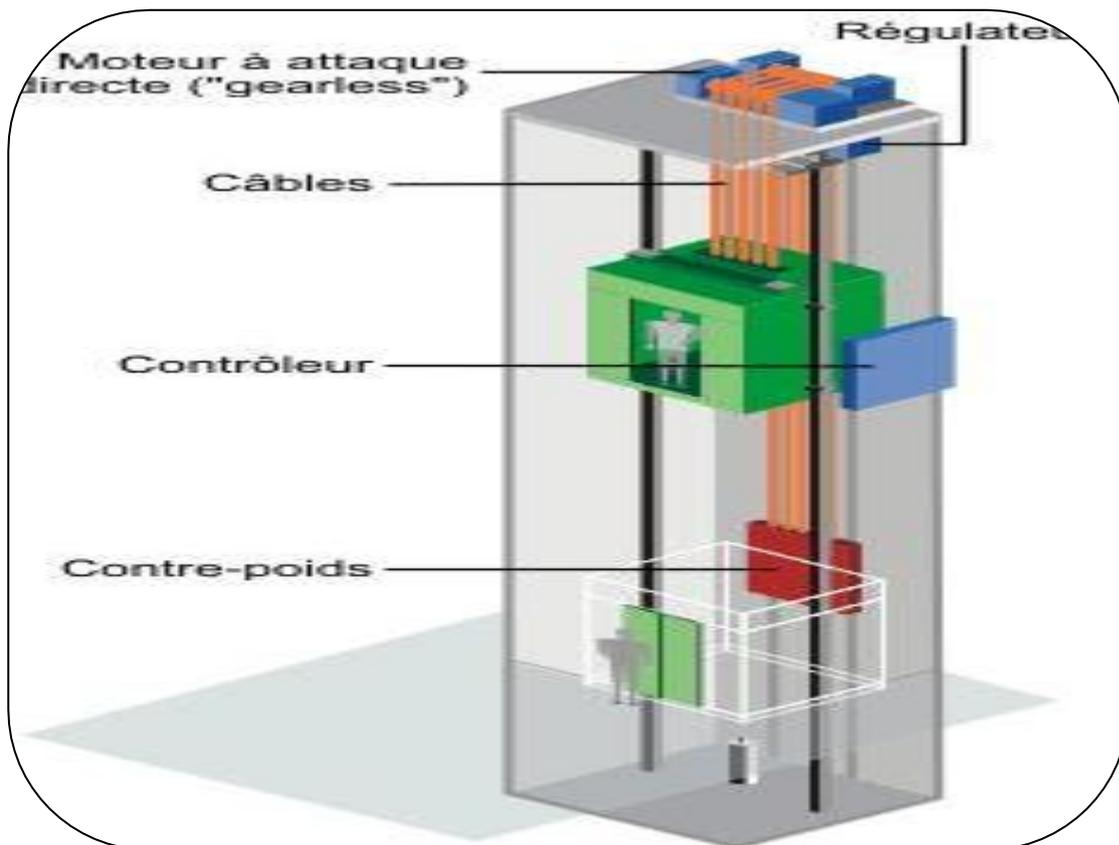
Figure III.2.8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.3-ETUDE DE LA SALLE MACHINE****III.3.1- Introduction :**

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (08 niveaux), un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×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 au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément repartie.

- La surface de la cabine est ( $1.92 \times 1.40 = 2.7 \text{ m}^2$ )
- en plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau son poids est estimé à 8 tonnes ( $P = 80 \text{ KN}$ ) repartie sur une surface de  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$  transmis par le système de levage de l'ascenseur.
- La surcharge d'exploitation Q est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$



*Figure III.3.1 : Salle machine*

III.3.2- Dimensionnement :

❖ Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} = 4.67 \text{ cm}$  } On adopte une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$ .  
 Selon B.A.E.L exige une hauteur  $h_t^{min} = 13\text{cm}$

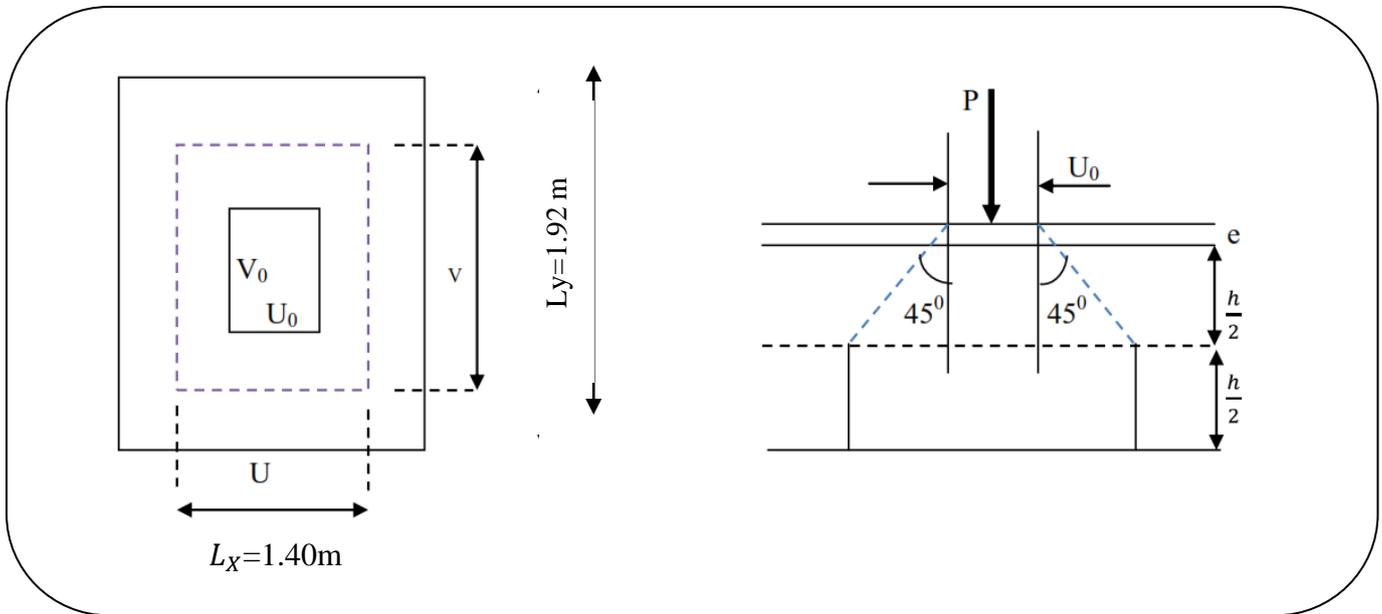


Figure III.3.2 : Schéma statique de la salle machine

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact.

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

On a :

- $U = U_0 + 2.\xi .e + h_0$
- $V = V_0 + 2.\xi .e + h_0$

Avec:

- $h_0 = 15\text{cm}$  épaisseur de la dalle
- $U_0 = 80\text{cm}$
- $V_0 = 80\text{cm}$
- $\xi$  : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton  $\xi = 1$
- $e$  : revêtement de la dalle ( $e = 2\text{cm}$ )

D'où :  $U = 80 + 4 + 15 = 99\text{cm}$

$V = 80 + 4 + 15 = 99\text{cm}$

**III.3. 3- Détermination des sollicitations :**

❖ **A L'ELU :**

Poids propre de la dalle  $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{array} \right.$$

❖ **A L'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_s = P = 80 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**III.3.4- Calcul à l'état limite ultime (ELU):**

**a. Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système du levage:**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

- $\nu$  : coefficient de Poisson ( $\nu=0$  à L'ELU et  $\nu=0.2$  à L'ELS)
- $P$  : Intensité de la charge centrée
- $M_1$  et  $M_2$  coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction

des rapports :  $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $\frac{U}{l_x}$  ;  $\frac{V}{l_y}$

$$\varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{192} = 0.73$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{99}{140} = 0.71$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{99}{192} = 0.52$$

À partir des abaques de PIGEAUD  
et après une interpolation on aura :

$$M_1 = 0.086$$

$$M_2 = 0.055$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 108 \times 0.086 = 9.288 \text{ KN.m}$$

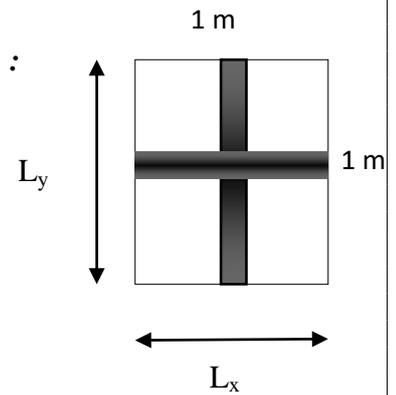
$$M_{y1} = P_u (\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 108 \times 0.055 = 5.94 \text{ KN.m}$$

**b. Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{192} = 0.73$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens  
 Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur



Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_y$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $\vartheta$

$$\left. \begin{array}{l} \vartheta = 0 \text{ (à l'ELU)} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.479 \end{array}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0634 \times 6.56 \times 1.40^2 = 0.815 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.479 \times 0.815 = 0.390 \text{ KN.m}$$

**c. Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.288 + 0.815 = 10.103 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.94 + 0.390 = 6.33 \text{ KN.m}$$

**d. Correction des moments :**

Le panneau de dalle est considéré continu au delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 10.103 = 7.577 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.7 \times 6.33 = 4.431 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 10.103 = 5.052 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 6.33 = 3.165 \text{ KN.m}$$

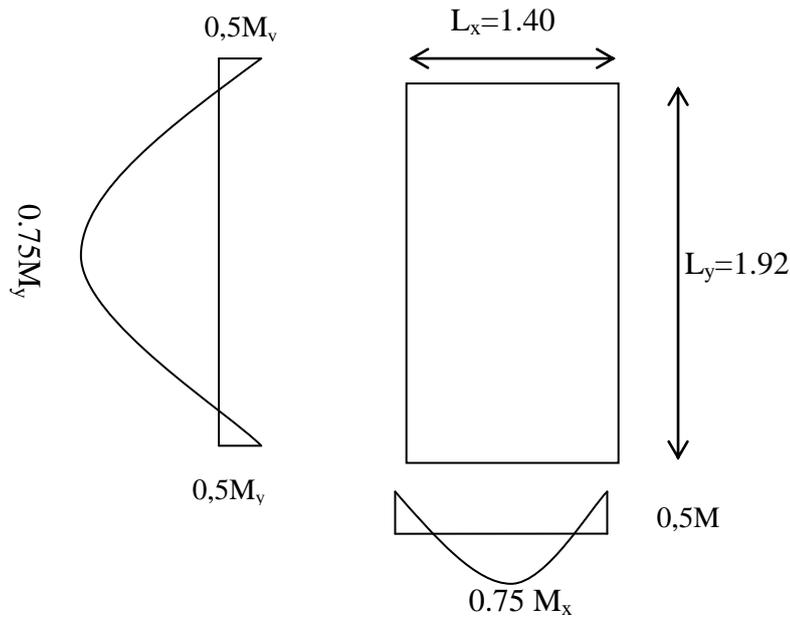


Figure III.3.3 : Distribution des moments sur le panneau

e. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur

➔ Dans le sens de la petite portée  $l_x$  :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.577 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032$$

Avec :

$$M_u^t = 7.577 \text{ KNm}$$

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

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.032 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.984 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.577 \times 10^5}{0.984 \times 13 \times 348} = 170.21 \text{ mm}^2 = 1.70 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ( $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.052 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.021$$

Avec :

$$M_u^a = 5.052 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm} \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} \quad d=13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.020 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.9895 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.052 \times 10^5}{0.9895 \times 13 \times 348} = 112.86 \text{ mm}^2 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ( $A_s=2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

➔ Dans le sens de la grande portée ly :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.748 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.020$$

Avec :

$$M_u^t = 4.748 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm} \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} \quad d=13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.990 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.748 \times 10^5}{0.990 \times 13 \times 348} = 106.01 \text{ mm}^2 = 1.06 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ( $A_s=2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.165 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013$$

Avec :

$$M_u^a = 3.165 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm} \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} \quad d=13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.013 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.9935 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.165 \times 10^5}{0.9935 \times 13 \times 348} = 70.42 \text{mm}^2 = 0.70 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA8 ( $A_{st} = 2.01 \text{cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{cm}$

**III.3.5- Vérification à l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise a la flexion doit toujours présenter une section minimale correspondant au taux suivant

➔ **Armature parallèle aux petites cotes  $l_x$  :**

$$A_x^{min} = \frac{(3 - \varphi_x)}{2} \times w_0 \times b \times h = \frac{3 - 0.73}{2} \times 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.362 \text{cm}^2$$

➔  $W_0$  : pourcentage d'acier minimal égale à :

- **0.8°/∞ : pour les hautes adhérences FeE400**
- **0.6°/∞ : pour les hautes adhérences FeE500**

➔  $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.73$

➔  $b = 100 \text{ cm}$

➔  $h = 15 \text{ cm}$

Or  $A_{st}^a = 2.01 \text{cm}^2 > A_x^{min} = 1.362 \text{cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

$A_{st}^t = 2.01 \text{cm}^2 > A_x^{min} = 1.362 \text{cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

➔ **Armature parallèle aux grands coté  $l_y$  :**

$$A_y^{min} = w_0 \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{cm}^2$$

Or  $A_{st}^a = 2.01 \text{cm}^2 > A_x^{min} = 1.2 \text{cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

$A_{st}^t = 2.01 \text{cm}^2 > A_x^{min} = 1.2 \text{cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

**b. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

✓ **Armature principales :  $S_t \leq \min\{2h; 25 \text{cm}\}$**

$S_t = 25 \text{cm} \leq \min(2h = 30 \text{cm} ; 25 \text{cm})$  ..... **Condition vérifiée**

✓ **Armature principales :  $S_t \leq \min\{3h; 33 \text{cm}\}$**

$S_t = 25 \text{cm} \leq (3h = 45 \text{cm} ; 33 \text{cm})$  ..... **Condition vérifiée**

**c. Condition de non poinçonnement (BAEL91-modifié/Art A-5-2-42) :**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 3.96 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 445.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35G = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml}$$

- $h_t = 15 \text{ cm}$  épaisseur totale de la dalle
- $U_c$  : périmètre sur le quel agit la charge suivant le plan du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(99+99) = 396 \text{ cm} = 3.96 \text{ m}$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$q_u = 108 \text{ KN/ml} \leq 445.5 \text{ KN/ml}$ ..... **Condition vérifiée.**

**d. Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{3.74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.028 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm} = 135 \text{ mm} : \text{ hauteur utile}$$

➤ Au milieu de  $L_y$  :  $T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2L_y + L_x} = \frac{6.56 \times 1.40 \times 1.92}{2 \times 1.40 + 1.92} = 3.74 \text{ KN}$

➤ Au milieu de  $L_x$  :  $T = \frac{P}{3L_y} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3L_y} = \frac{6.56 \times 1.40 \times 1.92}{3 \times 1.92} = 3.06 \text{ KN}$

$\tau = 0.028 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$ .....**Condition est vérifiée.**

**III.3.6- Calcul à l'état limite de service (L'ELS):**

**a. Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système du levage:**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

- $\nu$  : coefficient de poisson ( $\nu=0$  à L'ELU et  $\nu=0.2$  à L'ELS)
- $p$  : Intensité de la charge centrée.

- $M_1$  et  $M_2$  coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports :  $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $\frac{U}{l_x}$  ;  $\frac{V}{l_y}$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_x &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{192} = 0.73 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{99}{140} = 0.71 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{99}{192} = 0.52 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{\AA partir des abaques de PIGEAUD et apr\es une} \\ \text{interpolation on aura :} \\ \\ M_1 = 0.086 \\ \\ M_2 = 0.055 \end{array}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 80 (0.086 + 0.2 \times 0.055) = 7.76 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (\nu M_1 + M_2) = 80 (0.2 \times 0.086 + 0.055) = 5.776 \text{KN.m}$$

**b. Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{192} = 0.73 \\ 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Panneau rectangulaire isol\ed portant dans} \\ \text{les deux sens} \\ \\ \text{Donc on consid\ere au milieu de chaque} \\ \text{port\ee une bande de 1 m de largeur} \end{array}$$

Le calcul se fera par application de la m\ethode expos\ee dans l'annexe E3 du BAEL 91 version 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fl\echissant dent le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fl\echissant dent le sens de } L_y$$

- $\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donn\es en fonction de  $\rho$  et  $\vartheta$

$$\left. \begin{aligned} \vartheta &= 0.2 \text{ (\AA L'ELS)} \\ \rho &= \frac{L_x}{L_y} = 0.73 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{array}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0708 \times 4.75 \times 1.40^2 = 0.66 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.620 \times 0.66 = 0.4092 \text{KN.m}$$

**c. Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.76 + 0.66 = 8.42 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.776 + 0.4092 = 6.185 \text{KN.m}$$

**d. Correction des moments :**

Le panneau de dalle est consid\er\ed continu au del\ea de ses appuis

$$\text{Moment en trav\ee} : 0.75 M_x = 0.75 \times 8.42 = 6.315 \text{KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 6.185 = 4.639 \text{KN.m}$$

Moment aux appuis :  $0.5 M_x = 0.5 \times 8.42 = 4.21 \text{KN.m}$

$0.5 M_y = 0.5 \times 6.185 = 3.093 \text{KN.m}$

**III.3.7- Vérification à l'ELS :**

a. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

✓ Armature parallèle aux petites cotes  $l_x$  :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$M_S^t = 6.315 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 2.01 \text{cm}^2$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.315 \times 10^6}{0.9364 \times 130 \times 201} = 258.09 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \longrightarrow k_1 = 62.4 \text{ et } \beta_1 = 0.9364$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{258.09}{62.4} = 4.14 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$M_s = 5.052 \text{ KNm}$  ;  $A_s = 2.01 \text{cm}^2$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.052 \times 10^6}{0.9364 \times 130 \times 201} = 123.54 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \longrightarrow k_1 = 62.4 \text{ et } \beta_1 = 0.9364$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{123.54}{62.4} = 1.98 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Armature parallèle aux grandes cotes  $l_y$  :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$M_s = 4.639 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 2.01 \text{cm}^2$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.639 \times 10^6}{0.9364 \times 130 \times 201} = 189.59 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \longrightarrow k_1 = 62.4 \text{ et } \beta_1 = 0.9364$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{189.59}{62.4} = 3.04 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 3.093 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.093 \times 10^6}{0.9364 \times 130 \times 201} = 126.41 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \longrightarrow K_1 = 62.4 \text{ et } \beta_1 = 0.9364$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{126.41}{62.4} = 2.02 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** les armatures calculées à l'ELU sont justifiées à l'ELS.

**b. Diamètre maximal des barres :**

$$\phi_{max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

$\phi_{max}$  : nous avons ferrailé avec des HA8 ..... **Condition vérifiée.**

**Remarque :** les conditions sont vérifiées dans les deux sens

**c. Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**d. Vérification des contraintes dans le béton : (BAEL 91 modifié 99) :**

Institut International d'Ingénierie de l'eau et de l'environnement (2IE) page 75 Révision n°2, juin 2002

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

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

**SENS X-X :**

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{7.577}{6.315} = 1.2$$

$$\mu=0.032 \longrightarrow \alpha=0.0406$$

$$0.0368 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.2-1}{2} + 0.25 = 0.35 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{5.052}{4.21} = 1.2$$

$$\mu=0.013 \longrightarrow \alpha=0.020$$

$$0.020 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.02-1}{2} + 0.25 = 0.26 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**SENS Y-Y :**

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{4.748}{4.639} = 1.02$$

$$\mu=0.013 \longrightarrow \alpha=0.02655$$

$$0.02655 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.2-1}{2} + 0.25 = 0.36 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{3.165}{3.093} = 1.022$$

$$\mu=0.013 \longrightarrow \alpha=0.0201$$

$$0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.02-1}{2} + 0.25 = 0.26 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**e. Etat limite de déformation :**

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

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{25}$

$$\frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{25} = 0.04 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$

$$\frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{6.315}{20 \times 4.639} = 0.068 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{2}{f_e}$

$$\frac{2.01}{13.100} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaires.

**III.3.8- Conclusion :**

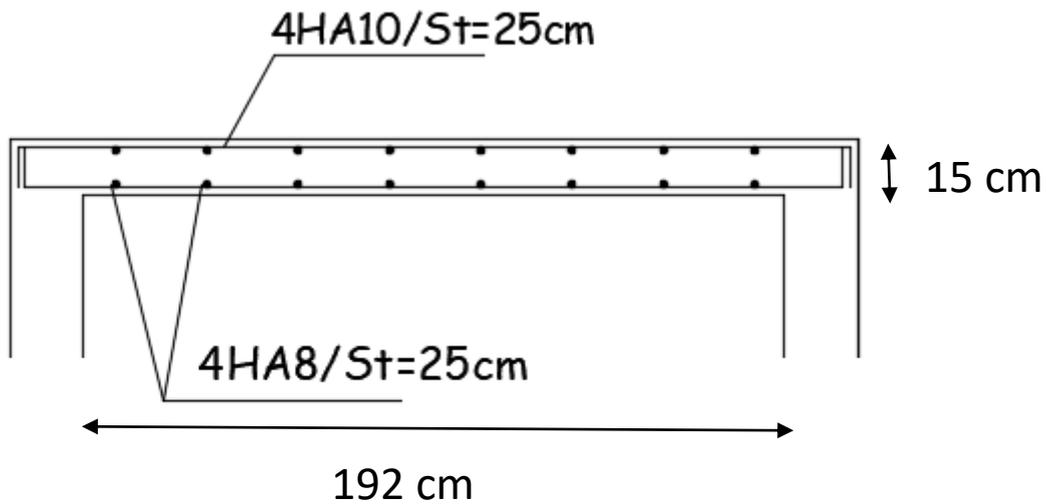
La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens longitudinal X-X :

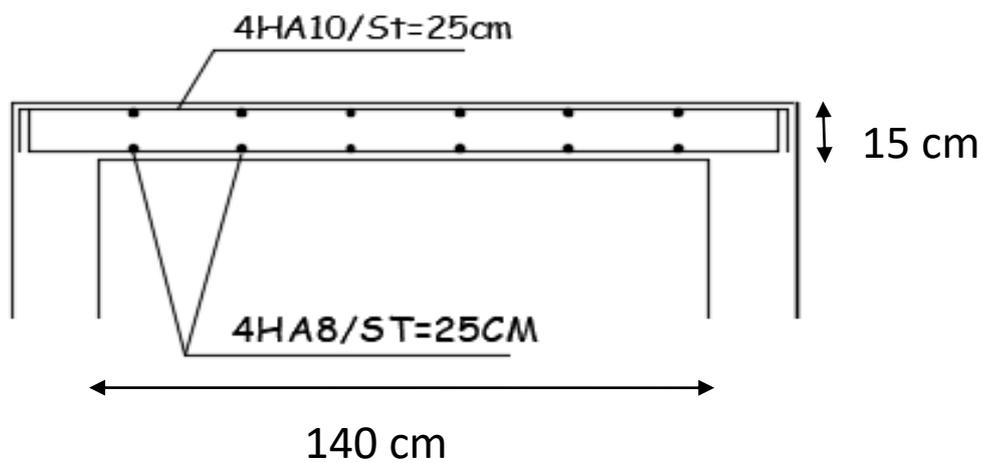
- En travée :  $A_t = 4HA8$  avec  $St = 25\text{cm}$ .
- Aux appuis :  $A_a = 4HA8$  avec  $St = 25\text{cm}$ .

Sens transversal Y-Y :

- En travée :  $A_t = 4HA8$  avec  $St = 25\text{cm}$ .
- Aux appuis :  $A_a = 4HA8$  avec  $St = 25\text{cm}$ .



## Ferrailage suivant y-y



## Ferrailage suivant x-x

Figure III.3.4 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

### III.4-ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

#### III.4.1-Introduction

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures. Et pour le ferrailage, nous prenons le cas le plus défavorable dans les deux sens.

#### III.4.2-Pré-dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

✓ *L'épaisseur :*

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{15} = \frac{275}{15} = 18.33 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{275}{10} = 27.5 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 25 \text{ cm}$$

✓ *La largeur :*

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4h = 12 \leq b \leq 0.7h = 21 \quad \text{On adopte une largeur } b = 20 \text{ cm}$$

Poutre de chaînage (20cm, 25cm)

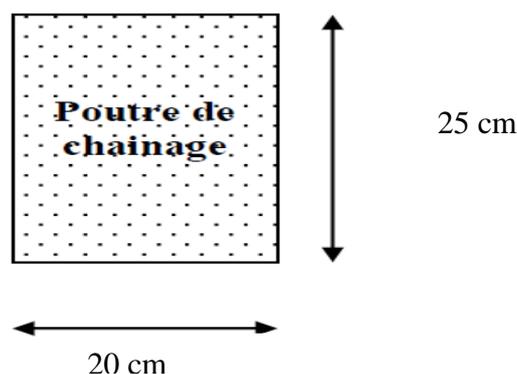


Figure III.4.1 : Coupe transversal de la poutre

#### III.4.3-Evaluation des charges et surcharges :

➤ *Les charges permanentes :*

<i>Elément</i>	<i>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Poids propre de la poutre</i>	$0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875$
<i>Poids du plancher</i>	$5.16 \times 0.175 = 0.903$
<i>Poids du mur</i>	$2.36 \times (3.06 - 0.30) = 6.514$
<b><math>G = 9.292 \text{ KN/m}^2</math></b>	

➤ *La surcharge d'exploitation :*

$$Q = 1.5 \times 0.175 = 0.2625 \text{ KN/ml}$$

➤ *Combinaisons des charges :*

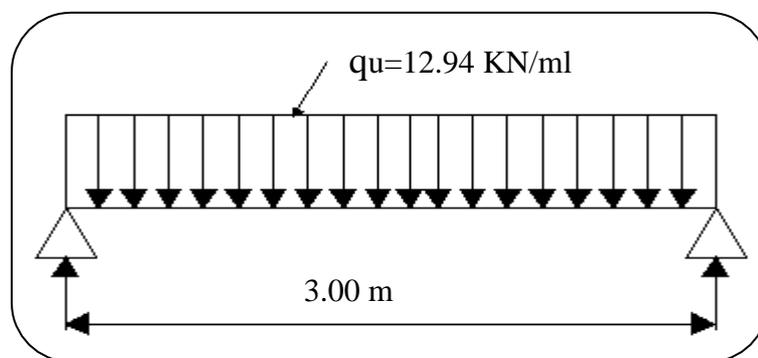
*ELU:*  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.292 + 1.5 \times 0.2625 = 12.94 \text{ KN/ml}$

*ELS:*  $q_s = G + Q = 9.292 + 0.2625 = 9.555 \text{ KN/ml}$

**III.4.4-Etude de la poutre à l'ELU :**

a) *Calcul des efforts :*

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.



➔ *Calcul des réactions d'appuis:*

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 12.94 \times \frac{3}{2} = 19.41 \text{ KN}$$

$$T_y = 19.41 \text{ KN}$$

➔ *Calcul des moments :*

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{12.94 \times 3^2}{8} = 14.56 \text{ KN.m}$$

Fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✚ En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 14.56 = 12.376 \text{ KN.m}$$

✚ Aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times M_{\max} = -0.3 \times 14.56 = -4.368 \text{ KN.m}$$

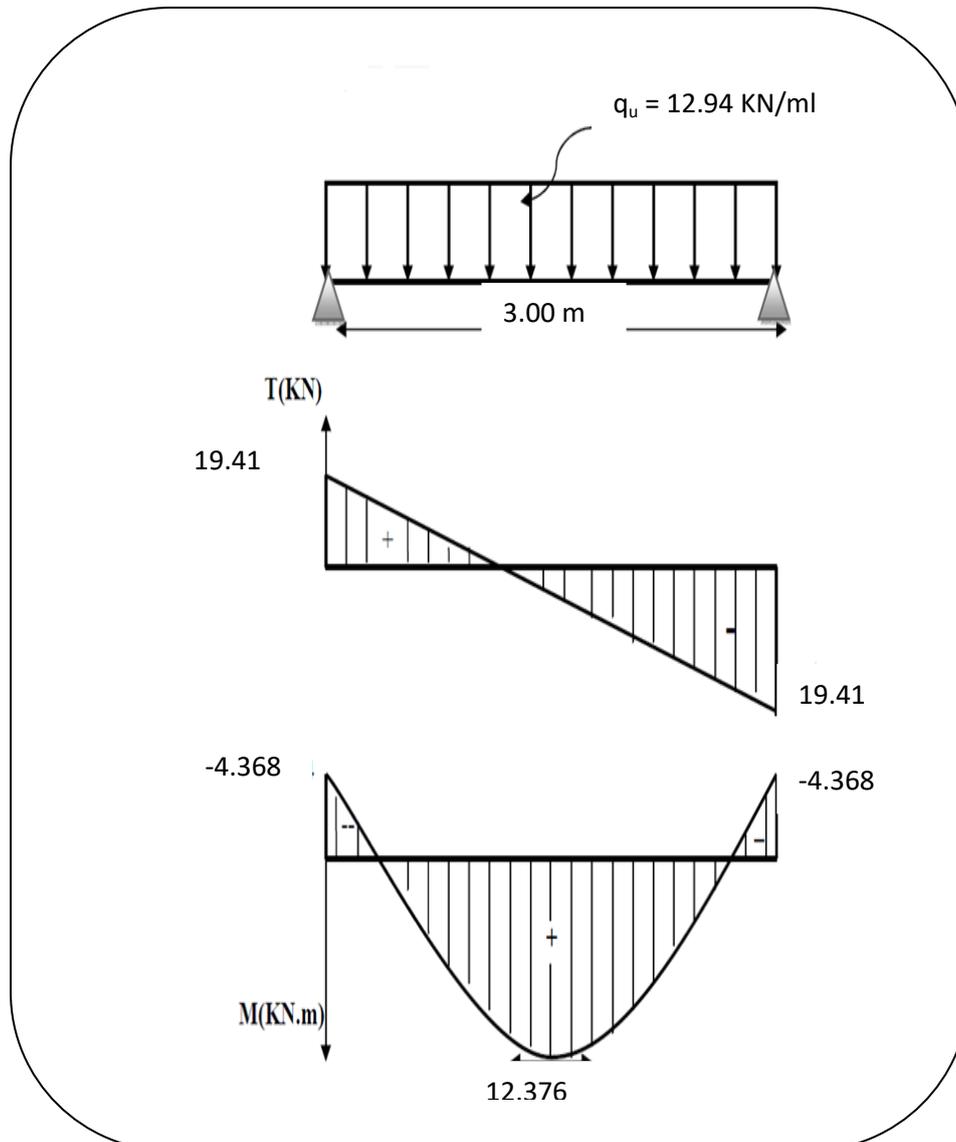


Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

b) Calcul des armatures longitudinales :

✚ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

- $M_t = 12.376 \text{ KN.m}$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$
- $d = h_t - 2 = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{12.376 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.082$$

$$\mu = 0.082 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante

$$\mu_b = 0.082 \longrightarrow \beta = 0.957 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.376 \times 10^3}{0.957 \times 23 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>.

✚ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

- $M_a = 4.368 \text{ KN.m}$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$
- $d = h_t - 2 = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{4.368 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante

$$\mu = 0.030 \longrightarrow \beta = 0.985 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.368 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 348} = 0.554 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA12 = 2.26cm<sup>2</sup>

III.4.5-Vérification à ELU (BAEL 91 modifiées 99) :

➤ Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91) :

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

- d : hauteur utile = h - c = 25 - 2 = 23 cm
- c : enrobage = 2 cm
- b : largeur de la section = 20 cm
- $f_{t28}$  : contrainte de traction du béton = 0.6 + 0.06  $f_{c28}$  = 2.1 Mpa
- $f_e$  = 400 Mpa

$$A_{min} = 0.23 \times 20 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.555cm^2$$

$A_a = A_t = 2.26cm^2 > A_{min} = 0.555cm^2$  ..... Condition est vérifiée.

➤ Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :

Il faut vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$T_u^{max} = 19.41KN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{19.41}{0.20 \times 0.23} = 421.96N/m^2 = 0.43 MPa$$

- Avec : b = 20 cm
- d = h - 2 = 25 - 2 = 23 cm
- $\gamma_b = 1.5$  (cas courant)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPa \right\} = \{3.3MPa ; 5MPa\} = 3.3MPa$$

$\tau_u = 0.43 MPa < \bar{\tau}_u = 3.3 MPa$  ..... Condition est vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313) :

$$T_u^{max} < \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_u^{max} < \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.22 \times 0.20 = 276 KN$$

$T_u^{max} = 19.41KN < 276KN$  ..... Condition est vérifiée.

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321) :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 19.41 \times 10^3 - \frac{4.368 \times 10^6}{0.9 \times 230} \right) = 116.47 \text{ mm}^2$$

$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2$  ..... Condition est vérifiée.

➤ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.41 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 75.36} = 1.24 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$  .....Condition est vérifiée.

➤ **Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21) :**

$$\sigma_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.385 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \sigma_s}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.385} = 42.33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_c = 20 \text{ cm}$$

1) **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 Art A.7.2.2) :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{max}, \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.2, 0.714, 2 \} = 0.714 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \geq 7.14 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre en HA8 ;  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Selon le (BAEL91 modifié 99Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \{20.7; 40\text{cm}\} = 20.7\text{cm} \quad \text{Soit : } s_t = 20\text{cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} > 0.4\text{MPa} ; \quad \frac{2.01 \times 400}{20 \times 20} = 2.01 \text{ MPa} \geq 0.4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**III.4.6-Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

**✚ En zone nodale (appuis) :**

$$s_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\left\{\frac{25}{4}; 12 \times 1.2\right\} = \{6.25; 14.4\} = 6.25 \text{ cm}$$

Soit : **St=6 cm** en zone nodale

**✚ En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

Soit : **St=12 cm** en zone courante

➤ **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times s_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 20 = 1.2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**III.4.7-Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 9.555 \text{ KN/ml}$$

a) **Calcul des efforts :**

• **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 9.555 \times \frac{3}{2} = 14.333 \text{ KN}$$

• **Les moments :**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{9.555 \times 3^2}{8} = 10.75 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

✚ *En travée* :  $M_t = 0.85 \times 10.75 = 9.1375 \text{ KN.m}$

✚ *Aux appuis* :  $M_a = -0.3 \times 10.75 = -3.225 \text{ KN.m}$

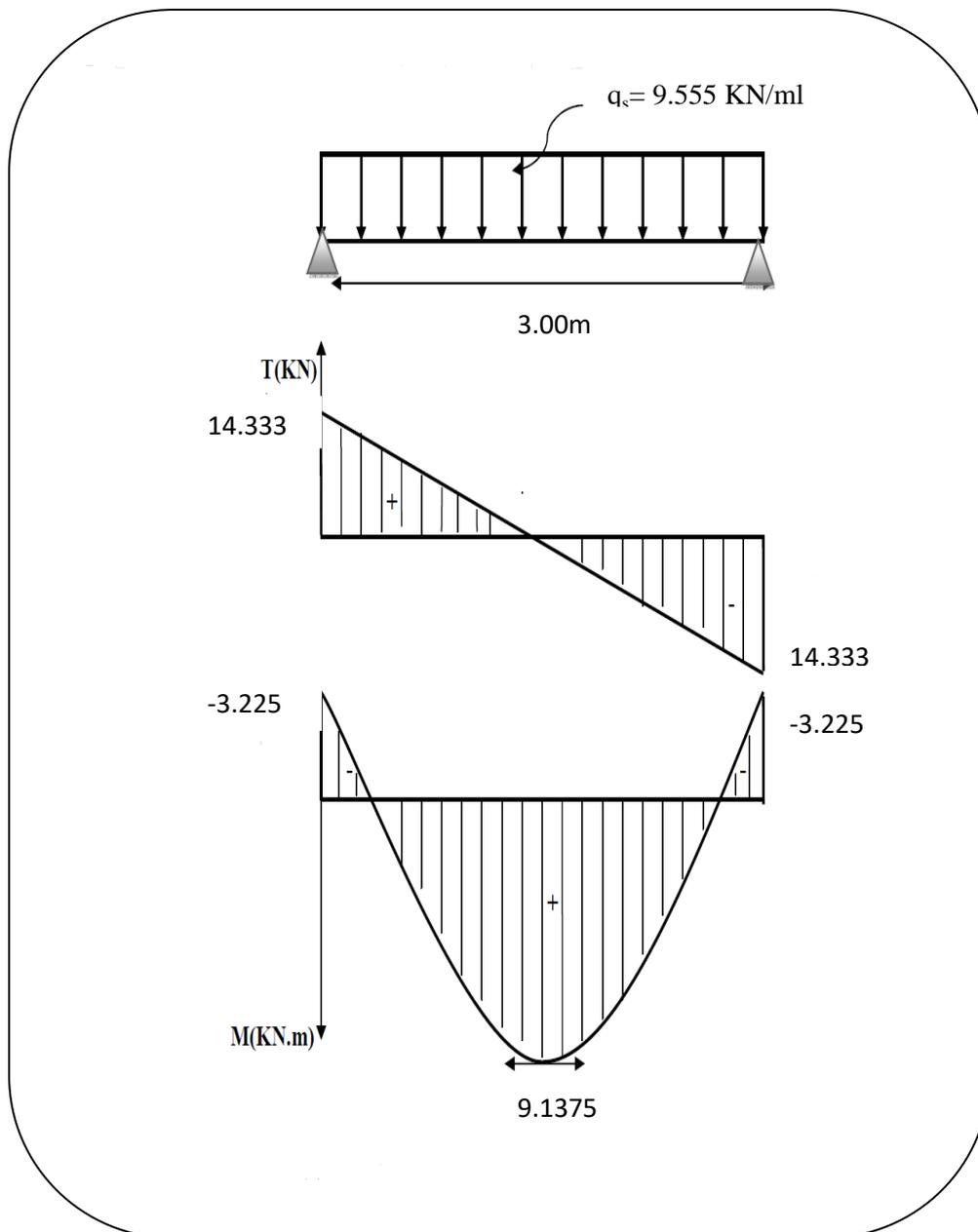


Figure III.4.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

b) Vérification de la résistance du béton à la compression :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2) :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

- **En travée :**  $A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 23} = 0.491$$

$$\beta_1 = 0.9027 \longrightarrow K_1 = 36.39 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple).}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \sigma_{st} = \frac{9.1375 \times 10^3}{0.9027 \times 23 \times 2.26} = 194.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{194.74}{36.39} = 5.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 23} = 0.491 \longrightarrow \beta_1 = 0.9027 \longrightarrow K_1 = 36.39 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \sigma_{st} = \frac{3.225 \times 10^3}{0.9027 \times 23 \times 2.26} = 68.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{68.73}{36.39} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c) **Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 194.74 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**d) 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

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{300} = 0.0833 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.083 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{9.1375}{10 \times 10.75} = 0.08 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{2.26}{20 \times 23} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**✚ Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante

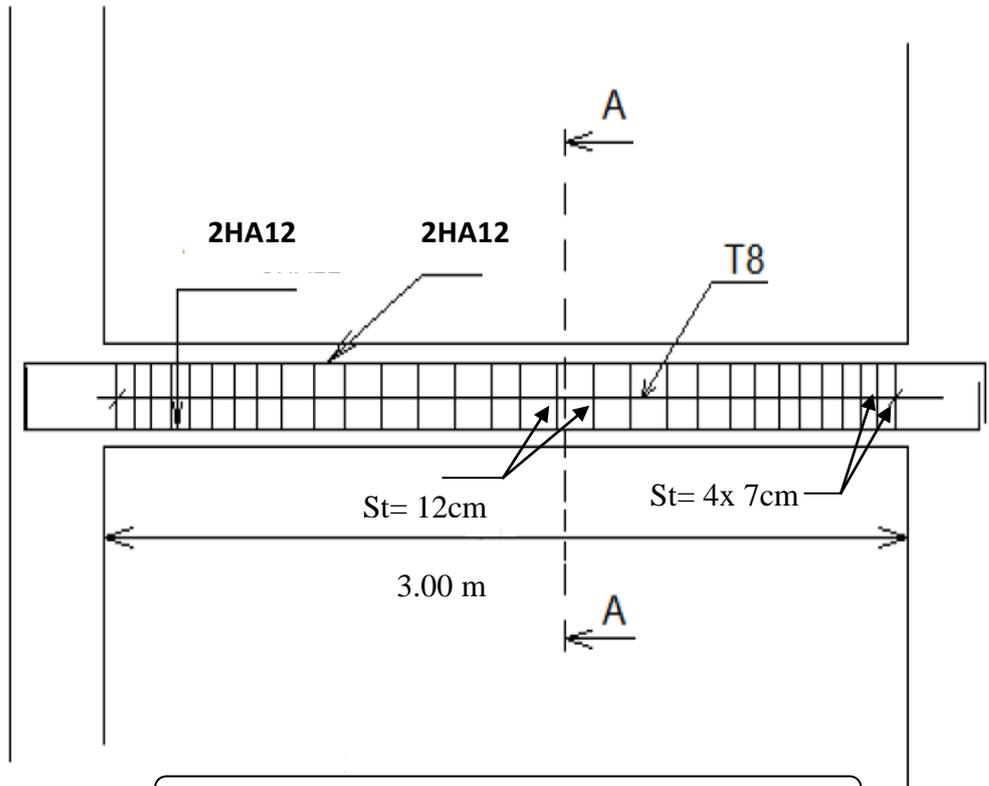


Figure III.4.4: Ferrailage de la poutre

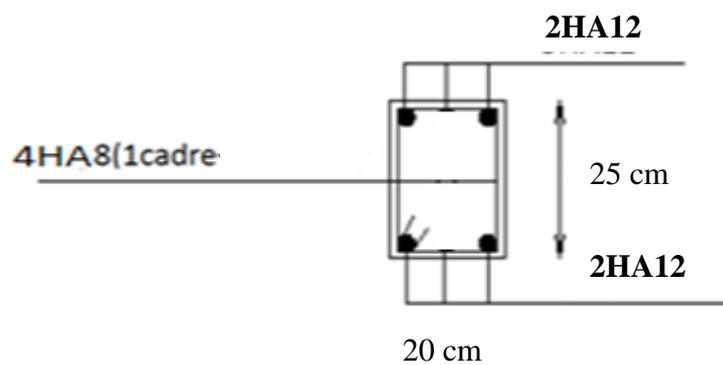


Figure III.4.5 : Coupe horizontale A-A de la poutre de chaînage

### III.5- ETUDE DE L'ESCALIER

#### III.5.1- Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Notre structure est composée d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux du RDC jusqu'au dernier niveau. Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place. On a deux types d'escalier

–*Escaliers de RDC* : se sont des escaliers comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.

–*Escaliers étages courants et Etage de service*: comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

#### III.5.2- Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

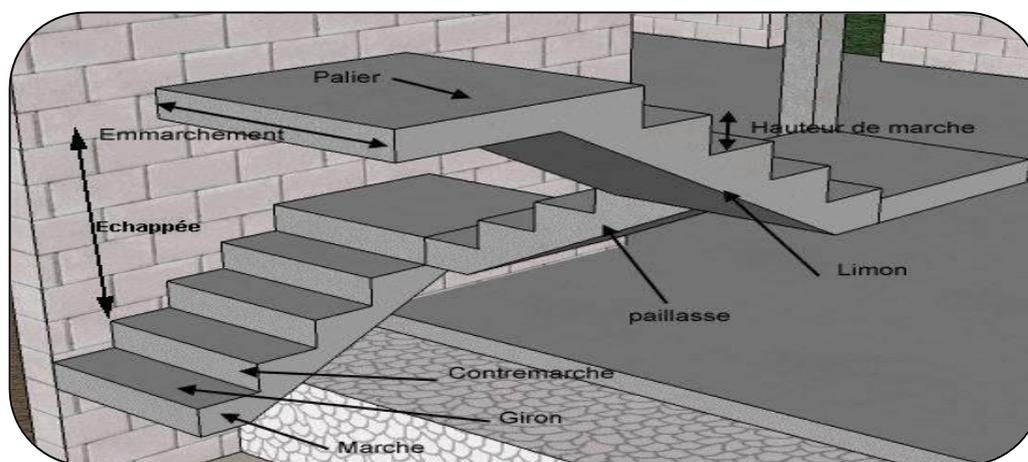


Figure III.5.1 : Schéma statique de l'escalier

- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches
- **La ligne de foulée** : C'est le trajet théorique emprunté par l'utilisateur
- **Echappée** : désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et sous face du plancher supérieur
- **G** : Giron (surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier)
- **h** : contre marche (distance verticale comprise entre deux marches consécutives).
- **e**: épaisseur de la paillasse et du palier.
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.
- **E** : l'emmarchement représente la largeur de la marche. Pour l'habitation :  $0.90 \text{ m} \leq E \leq 1.20 \text{ m}$ .
- **H** : Hauteur de l'étage.

**III.5.3- Dimensionnement des escaliers à deux paliers intermédiaires :**

On opte pour le calcul d'une seule volée de plus grande portée et on adopte le même ferrailage pour les autres volées.

**1) Pré dimensionnement de la volée :**

Il a été remarqué depuis longtemps que le confort d'utilisation d'un escalier était lié à une relation entre le giron et la hauteur de marches .Le dimensionnement des marche et contre marche se fera par la formule de Nicolas-François Blondel, architecte français :

$$\ll 60\text{cm} \leq G+2h \leq 64\text{cm} \gg$$

- contre marche (La hauteur de marche) :  $16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm}$

On opte pour  $h = 17\text{ cm}$

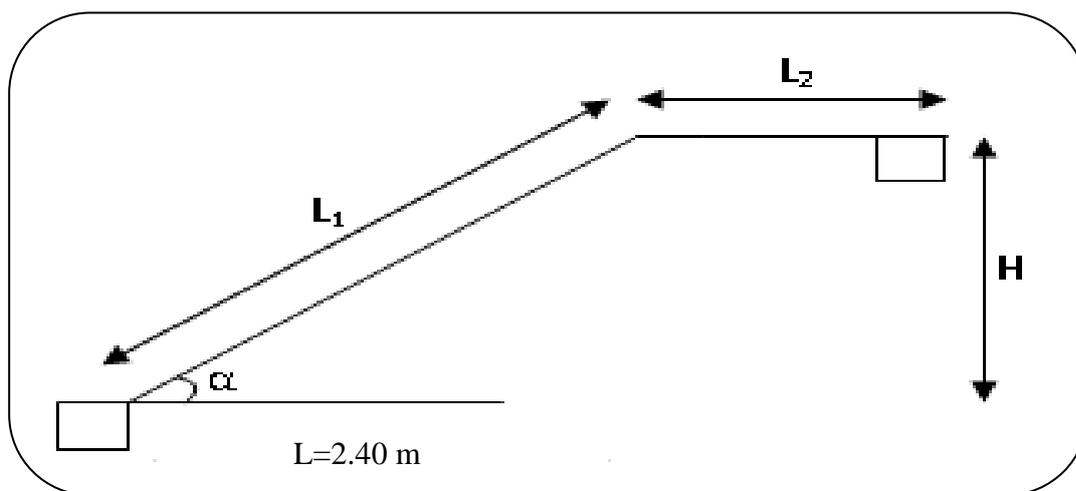
- $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$
- $m = n - 1 = 8$
- Le giron :
- $G = \frac{L_1}{m} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$

$$26\text{cm} \leq G \leq 30\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 60\text{cm} \leq G + 2h \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{formule de Blondel} \\ h = 17\text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 26\text{cm} \leq G \leq 30\text{cm} \\ \text{Donc } G=30\text{cm} \end{array}$$

Il est recommandé de ne pas avoir une valeur trop faible .l'expérience montre qu'en dessous d'une largeur de 23 cm l'escalier est inconfortable, notamment en descente.

**2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**



**Figure III.5.2 : Schéma statique de l'escalier**

L'épaisseur du palier et de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

$L_0$  : longueur du palier et de la paillasse  $L_0=L_1+L_2$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{G} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 2.40 + 1.1 \longrightarrow L_0 = 3.50 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \longrightarrow \frac{350}{30} \leq e_p \leq \frac{350}{20}$$

$$11.67 \text{ cm} \leq e_p \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend  $e_p=15\text{cm}$

### III.5.4- Détermination des charges et des surcharges :

#### A. Charges permanentes :

##### ➤ Paillasse :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse. Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1 m de longueur

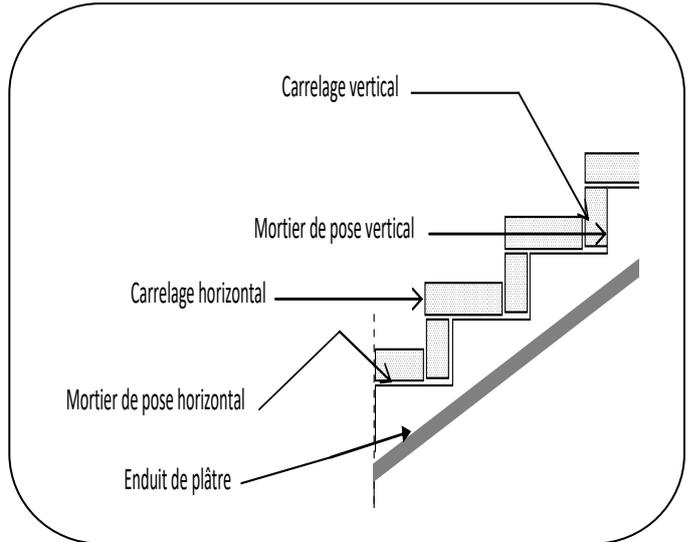
$$\text{- Poids propre de la paillasse } \frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 32.52} \times 1 = 4.447 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids de la marche : } 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Garde corps : } 0.2 \text{ KN/ml}$$

- Poids des revêtements :

Désignation	Epaisseur (m)	$\varphi$ poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [ KN / ml]
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
			1.52



La charge totale de la paillasse :  $G_t = 4.447 + 2.125 + 0.2 + 1.52 = 8.292$  KN/ml

➤ **Palier :**

Désignation	Epaisseur (m)	$\varphi$ poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G [ KN / ml]
Poids propre de la dalle pleine en BA	$e_p = 0.15$	25	3.75
Poids sable	0.02	18	0.36
Poids mortier	0.02	20	0.40
Poids carrelage	0.02	20	0.40
Poids enduit ciment	0.02	18	0.36

La charge totale du palier :  $G_t = 3.75 + 0.36 + 0.40 + 0.40 + 0.36 = 5.27$  KN/ml

**B. Surcharge d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR BC 2.2, elle dépend de l'usage

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

**1. Détermination des charges et des surcharges :**

✓ **Calcul à L'ELU :**

Palier :  $q_u^p = 1.35G_p + 1.5Q = 10.865$  KN/ml

Volée :  $q_u^v = 1.35G_v + 1.5Q = 14.917$  KN/ml

✓ **Calcul à L'ELS :**

Palier :  $q_s^p = G_p + Q = 7.77$  KN/ml

Volée :  $q_s^v = G_v + Q = 10.792$  KN/ml

2. Calcul des efforts internes:

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM  
 En prenant l'ensemble (volée+ palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis  
 le calcul se fera pour une bande de 1 m

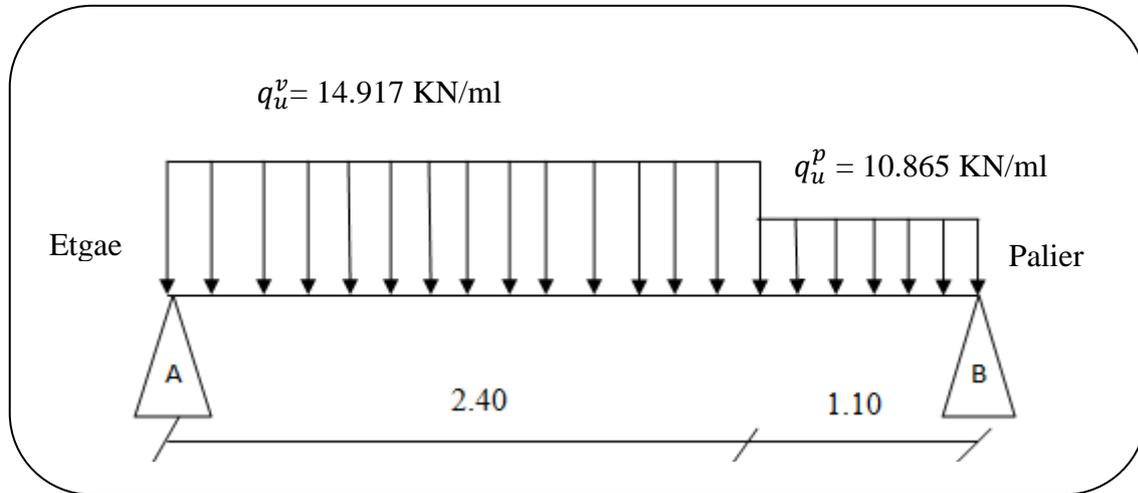


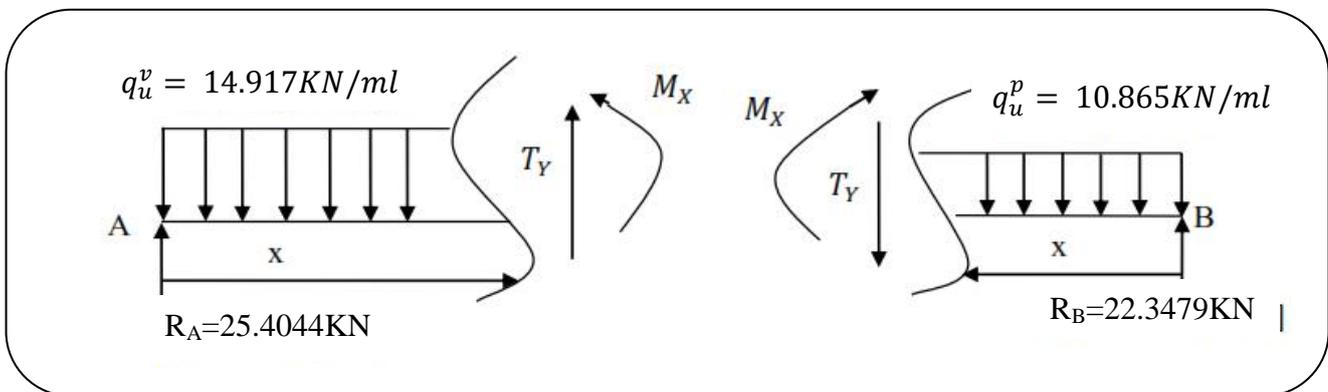
Figure III.5.3 : Schéma statique des escaliers sous charges  $q_u^p$  et  $q_u^v$

➤ Réaction d'appuis :

$$\begin{cases} \Sigma F = 0 & R_A + R_B = q_u^v \times 2.40 + q_u^p \times 1.1 = 47.7523 \text{ KN/ml} \\ \Sigma M_{/A} = 0 & q_u^v \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + q_u^p \times 1.1 \times (\frac{1.1}{2} + 2.40) - R_B(2.40 + 1.1) = 0 \\ & R_B = 22.3479 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 22.3479 \text{ KN/ml} \\ R_A = 25.4044 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ Calcul des efforts tranchant :



1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40$  m

$$T(x) = -R_A + q_u^v x$$

$x = 0 \dots\dots\dots T = -25.4044$  KN

$x = 2.40 \dots\dots\dots T = 10.3964$  KN

$$T(x)=0 \quad -R_A + q_u^v x = 0$$

$$x = \frac{R_A}{q_u^v} = 1.70 \text{ m}$$

2<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.1$  m

$$T(x) = R_B - q_u^p x$$

$x = 0 \dots\dots\dots T = 22.3479$  KN

$x = 1.1 \dots\dots\dots T = 10.3964$  KN

➤ **Calcul du moment fléchissant :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40$  m

$$M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2} = 25.4044x - 7.4585x^2$$

\*  $x = 0$  m .....  $M = 0$  KNm

\*  $x = 2.40$  m .....  $M = 18$  KNm

\*  $x = 1.70 \dots\dots\dots M_{\max} = 23.632$  KNm

2<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.1$  m

$$M(x) = R_B x - q_u^p \frac{x^2}{2} = 22.3479x - 5.4325x^2$$

\*  $x = 0$  m .....  $M = 0$  KNm

\*  $x = 1.1$  m .....  $M = 18$  KNm

**Finalemment :**

Tronçon	Expression de $T_y$	Expression de $M_x$	x (m)	$T_y$ (KN)	$M_x$ (KN m)
$0 \leq x \leq 2.40$ m	$T(x) = -R_A + q_u^v x$	$M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2}$	0	-25.4044	0
			2.40	10.3964	18
$0 \leq x \leq 1.1$ m	$T(x) = R_B - q_u^p x$	$M(x) = R_B x - q_u^p \frac{x^2}{2}$	0	22.3479	0
			1.1	10.3964	18

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

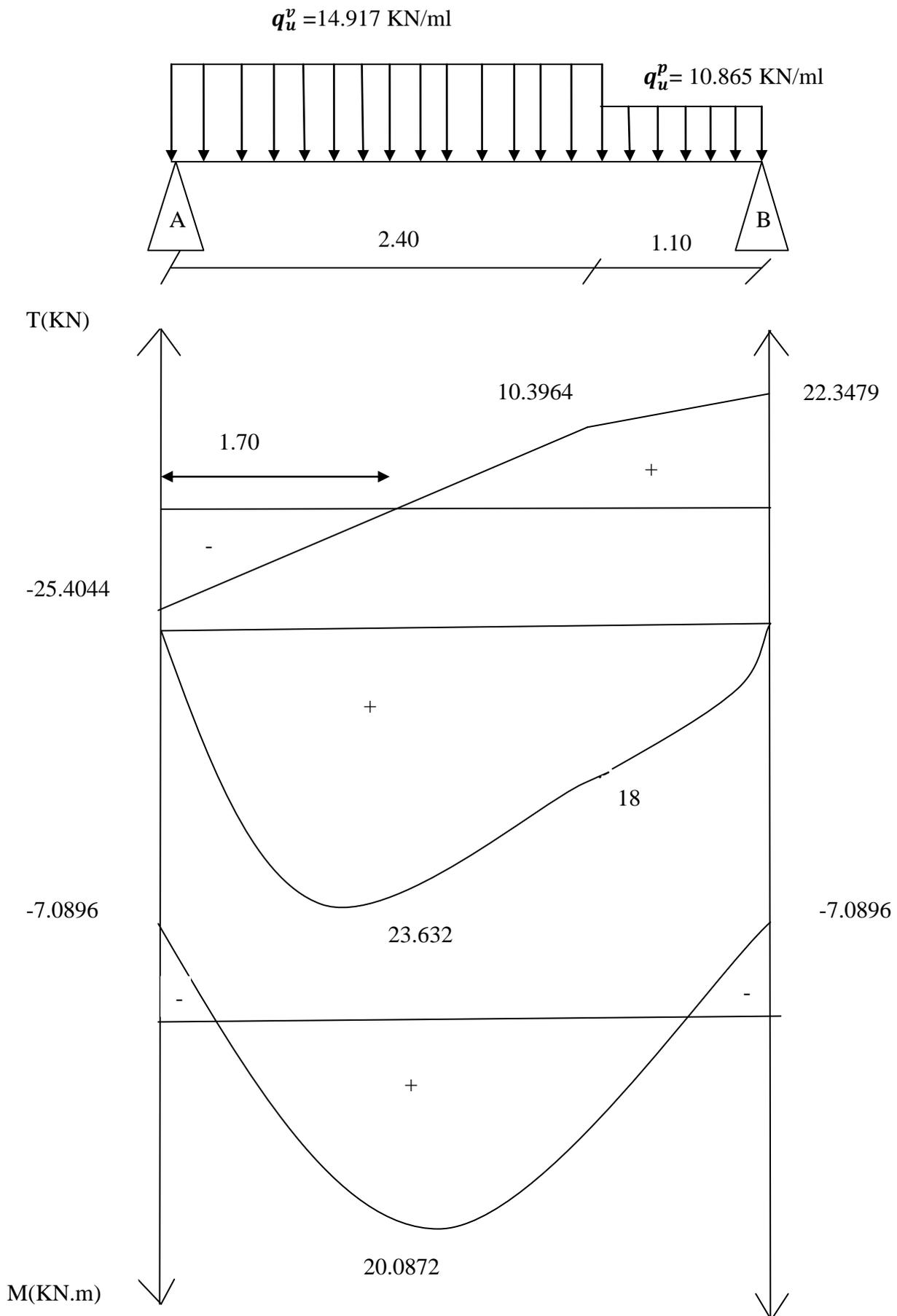


Figure III.5.7: Diagrammes des efforts internes à L'ELU

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée

• **Moment en appuis:**

$$M_u^{ap} = (-0,3) M_u^{max} = (-0,3) \times 23.632 = -7.0896 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_u^t = (0,85) M_u^{max} = (0,85) \times 23.632 = 20.0872 \text{ KN.m}$$

**3. Calcul des armatures:**

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment .Le calcul se fera pour une bande de 1m

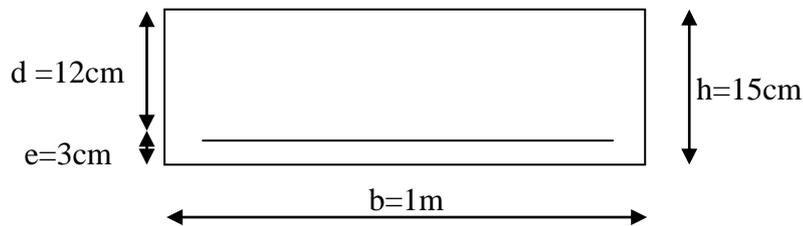


Figure III.5.5 : Schéma statique de ferrailage d'escalier.

➤ **Sur appuis :**

$$M_u^{ap} = 7.0896 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.0896 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,034 \longrightarrow \mu = 0,034 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,034 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7.0896 \times 10^3}{0,983 \times 12 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

**On adopte :**  $A_{sa} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2.$$

**On adopte :**  $A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **En travée :**

$$M_u^t = 20.0872 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.0872 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,098 \longrightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{20.0872 \times 10^3}{0,948 \times 12 \times 348} = 5.07 \text{ cm}^2$$

**On adopte :**  $A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 20 \text{ cm}$ .

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2.$$

**On adopte :**  $A_{rt} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 25 \text{ cm}$ .

#### 4. Les vérifications à l'ELU :

##### ➤ Répartition des barres:

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

- **Armatures principales:**

$$St < \min \{3h; 33\} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{45; 33\} = 33 \text{ [cm]}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ [cm]} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition:**

$$St < \min \{4h ; 45\} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{60 ; 45\} = 45 \text{ [cm]}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ [cm]} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91) :

**En travée :**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

- **Armatures de répartition:**

$$A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.45 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures principales:**

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.45 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures principales:**

$$A_{st}=2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A -5-1-2/BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{25.4044 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,212 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = 25.4044 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,212 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/Art A.6.1, 3)**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa, avec: } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les hautes adhérences}$$

**En travée :**

$$T_u^{\max} = 25.4044 \text{ KN}$$

$$\Sigma_{ui}: \text{somme des périmètres utiles des armatures } \sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.4044 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188.4} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$T_u^{\max} = 25.4044 \text{ KN}$$

$$\Sigma_{ui}: \text{somme des périmètres utiles des armatures } \sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.4044 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 125.6} = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les appuis :**

➔ **Influence sur le béton [Art A.5.1.313/BAEL 91]**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9 \text{ d} = 0,9 \times 12 = 10.8 \text{ cm}$$

$$T_{\max} = 25.4044 \text{ KN} < 0,4 \times 10,8 \times 100 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 25.4044 \text{ KN} \leq 720 \text{ KN}$ ..... Condition vérifiée.

➔ **Influence sur l'Acier** [Art 5.1.313/BAEL 91] :

On doit vérifier que :  $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d})$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} (T^{\max} - \frac{M_a}{0,9 \times d}) = \frac{1.15}{400} (25.4044 \times 10^3 - \frac{7.0896 \times 10^6}{0,9 \times 120}) = -115.6 \text{ mm}^2 = -1.15 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 > -1.15 \text{ cm}^2$ ..... Condition vérifiée.

➤ **Encrage des barres** :(BAEL91/Art A.6.1.23)

➔ **Ancrage des barres aux appuis** :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$  ;  $\Psi_s = 1,5$

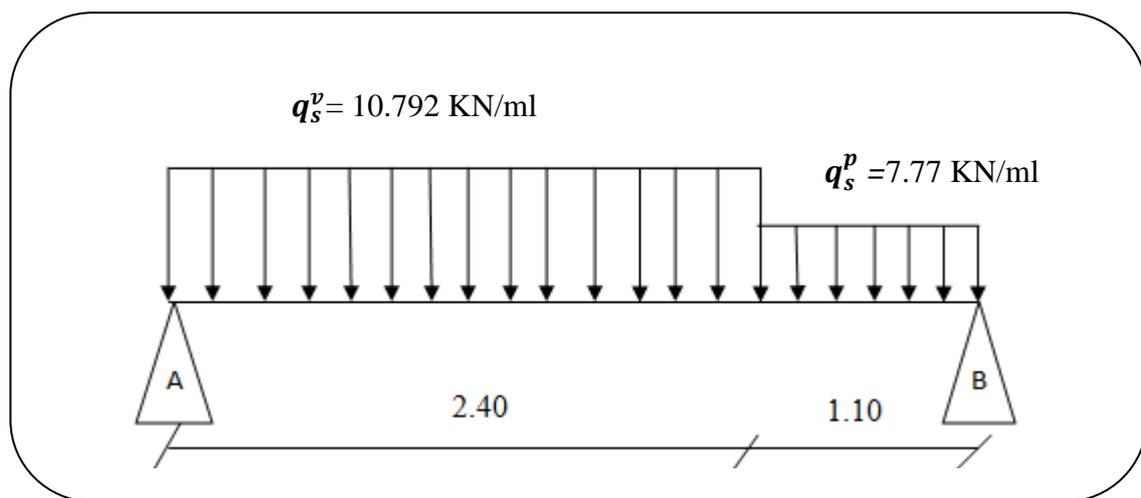
Armatures principales :  $A_{sa} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets et imposée par le BAEL lorsque on utilise des aciers de nuance FeE400 à **La = 0,4 Ls**

La = 0,4 Ls = 0,4 x 28,22 = 11,29 cm.

**5. Calcul des efforts internes à L'ELS:**



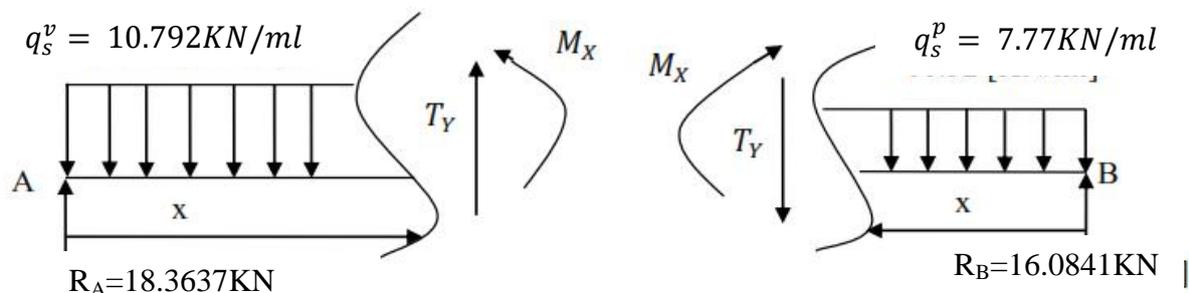
**Figure III.5.6 : Schéma statique des escaliers sous charges  $q_s^p$  et  $q_s^v$**

➤ Réaction d'appuis :

$$\begin{cases} \Sigma F = 0 & R_A + R_B = q_s^v \times 2.40 + q_s^p \times 1.10 = 34.4478 \text{ KN} \\ \Sigma M_{/A} = 0 & q_s^v \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + q_s^p \times 1.10 \times \left(\frac{1.10}{2} + 2.40\right) - R_B(2.40 + 1.10) = 0 \\ & R_B = 15.4292 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 16.0841 \text{ KN} \\ R_A = 18.3637 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des efforts tranchant :



1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40$

$$T(x) = -R_A + q_u^v x$$

$x = 0 \dots\dots\dots T = -18.3637 \text{ KN}$

$x = 2.40 \dots\dots\dots T = 7.5371 \text{ KN}$

$$T(x)=0 \quad -R_A + q_u^v x = 0$$

$$x = \frac{R_A}{q_u^v} = 1.70 \text{ m}$$

2<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.10$

$$T(x) = R_B - q_u^p x$$

$x = 0 \dots\dots\dots T = 16.0841 \text{ KN}$

$x = 1.10 \dots\dots\dots T = 7.5371 \text{ KN}$

➤ Calcul du moment fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40$

$$M(x) = R_A x - q_s^v \frac{x^2}{2} = 18.3637x - 5.396x^2$$

\*  $x = 0 \text{ m} \dots\dots\dots M = 0 \text{ KN.m}$

\*  $x = 2.40 \text{ m} \dots\dots\dots M = 13 \text{ KN.m}$

\*  $x = 1.70 \dots\dots\dots M_{\text{max}} = 15.624 \text{ KN.m}$

2<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.10$

$$M(x) = R_B x - q_s^p \frac{x^2}{2} = 16.0841x - 3.885x^2$$

\*  $x = 0 \text{ m} \dots\dots\dots M = 0 \text{ KN.m}$

\*  $x = 1.10 \text{ m} \dots\dots\dots M = 13 \text{ KN.m}$

**Finalemment :**

Tronçon	Expression de $T_y$	Expression de $M_x$	x	$T_y$ (KN)	$M_x$ (KNm)
$0 \leq x \leq 2.74$	$T(x) = -R_A + q_s^v x$	$M(x) = R_A x - q_s^v \frac{x^2}{2}$	0	-18.3637	0
			2.74	7.5371	13
$0 \leq x \leq 1.11$	$T(x) = R_B - q_s^p x$	$M(x) = R_B x - q_s^p \frac{x^2}{2}$	0	16.0841	0
			1.11	7.5371	13

Les résultants ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

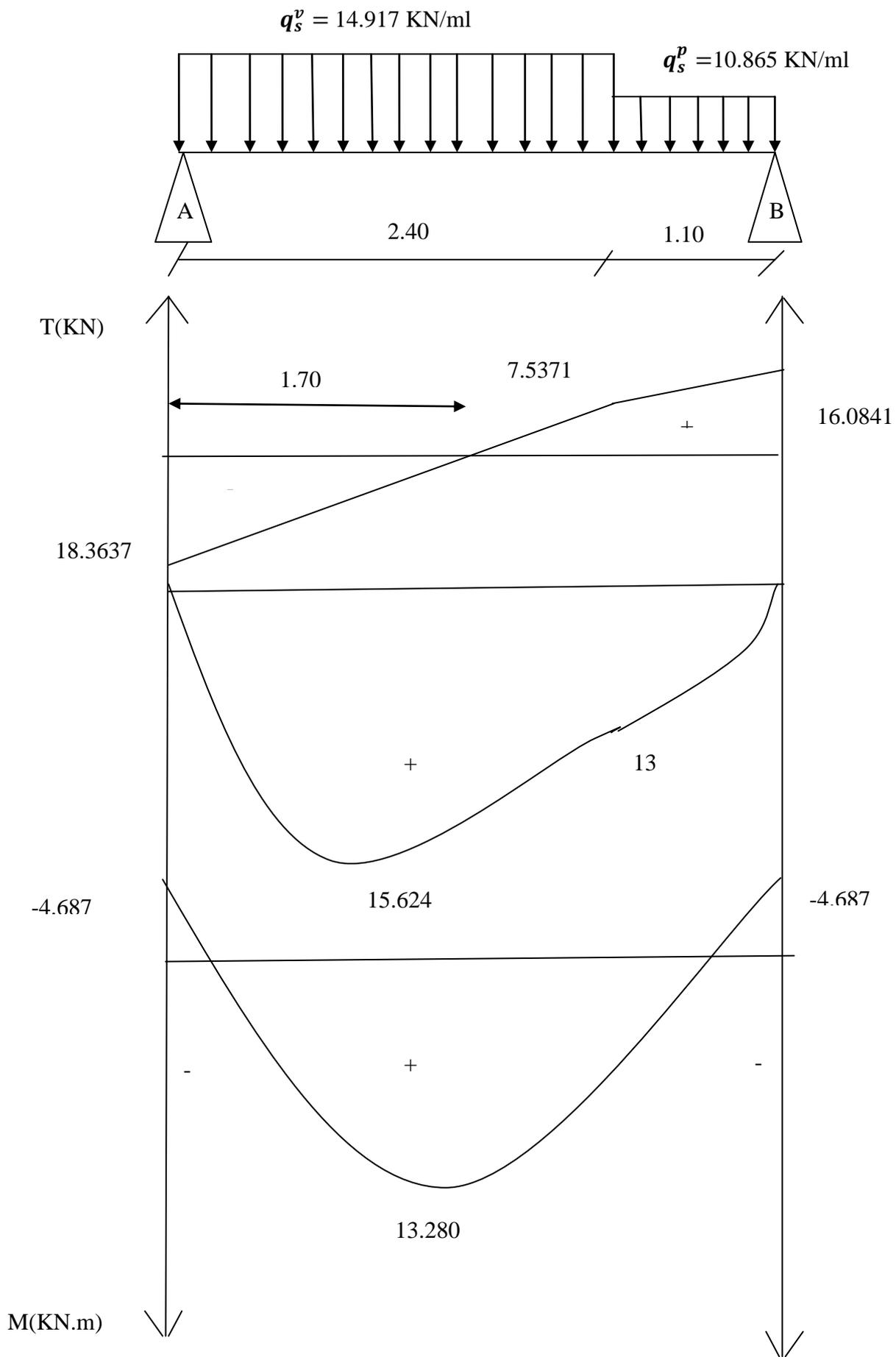


Figure III.5.7: Diagrammes des efforts internes à L'ELS

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée

• **Moment en appuis:**

$$M_s^{ap} = (-0,3) M_s^{max} = (-0,3) \times 15.624 = -4.687 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_s^t = (0,85) M_u^{max} = (0,85) \times 15.876 = 13.280 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Le moment le plus défavorable est le moment calculé à l'ELU donc le ferrailage se fera à l'ELU

**6. Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{et } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$$

➔ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0,209 \longrightarrow \beta_1 = 0,9263 \longrightarrow K_1 = 52.87$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4.687 \times 10^6}{0.9263 \times 120 \times 2.51 \times 10^2} = 168 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{168}{52.87} = 3.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➔ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.47 \longrightarrow \beta_1 = 0.8691 \longrightarrow K_1 = 33.16$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{13.280 \times 10^6}{0.8691 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 225.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{225.37}{33.16} = 6.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)**

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\begin{aligned} \text{a) } & \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \text{b) } & \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \text{c) } & \frac{A}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{275} = 0,0545 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

**Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)**

On doit vérifier la formule suivante :

$$\begin{aligned} \text{Pour } L \leq 5\text{m} & \longrightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} \\ \text{Pour } L > 5\text{m} & \longrightarrow \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} \end{aligned}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

On a :  $L = 2.75 \text{ m} < 5\text{m}$ .

On doit vérifier la formule suivante :

$$\text{Avec : } f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{275}{500} = 0.55 \text{ cm}$$

1)  $I$  = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

\* **Calcul du paramètre  $y_1$**

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$S_{xx'} = b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = 100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12 = 12267\text{cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15 \times A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75\text{cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12267}{1584.75} = 7.74\text{cm}$$

\* **Calcul du paramètre  $y_2$ :**

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.74 = 7.26\text{cm}$$

$$\text{Donc : } I = \frac{100}{3} \times (7.74^3 + 7.26^3) + 15 \times 5.65 \times (7.26 - 3)^2 = 29749.41\text{cm}^4$$

$$2) E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$E_v$ : Module de déformation différée

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} = \frac{13.280 \times 10^6 \times (2750)^2}{10 \times 10818,87 \times 29749,41 \times 10^4} = 3.12 \text{ mm}$$

$$f = 3.12 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 5.5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

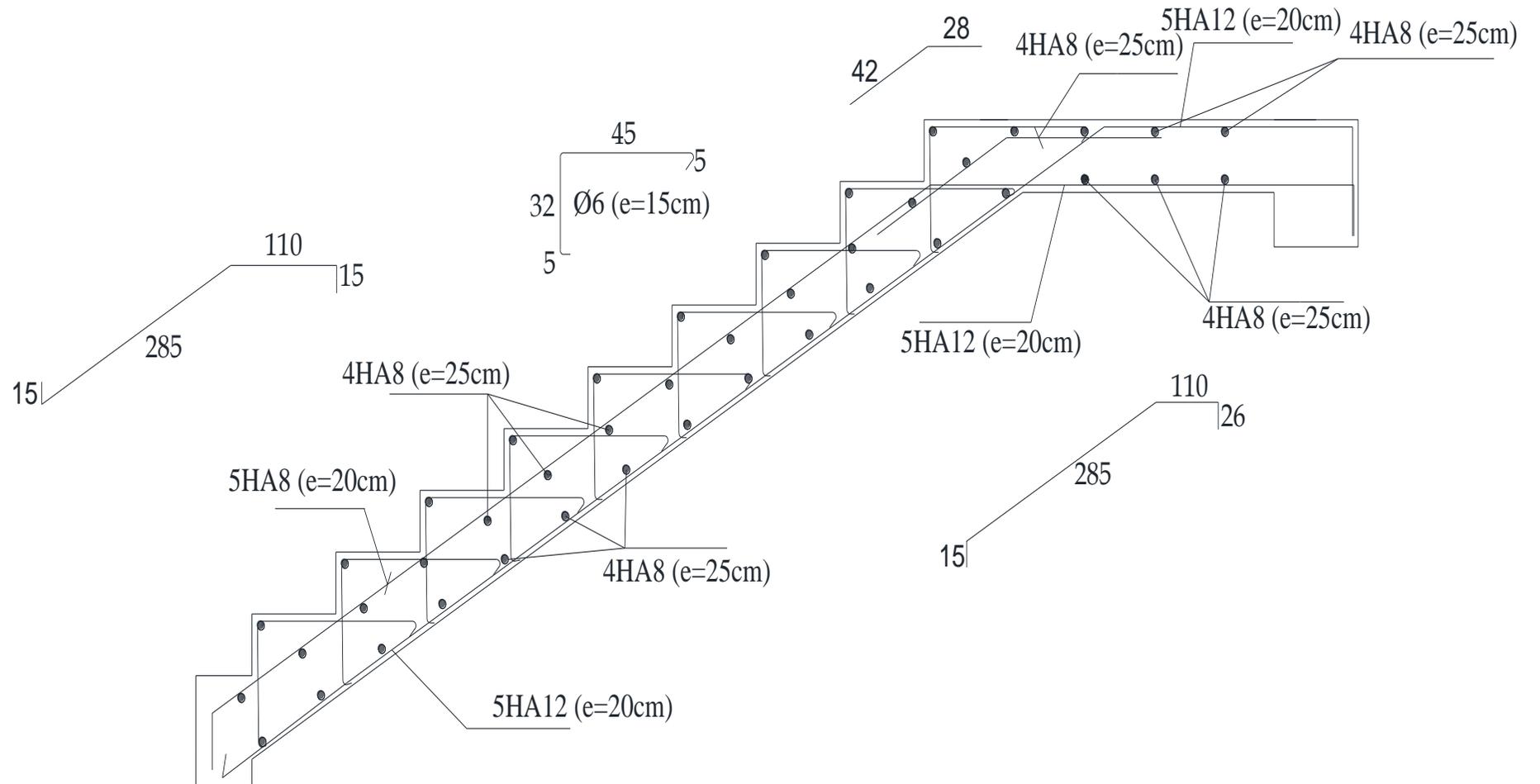
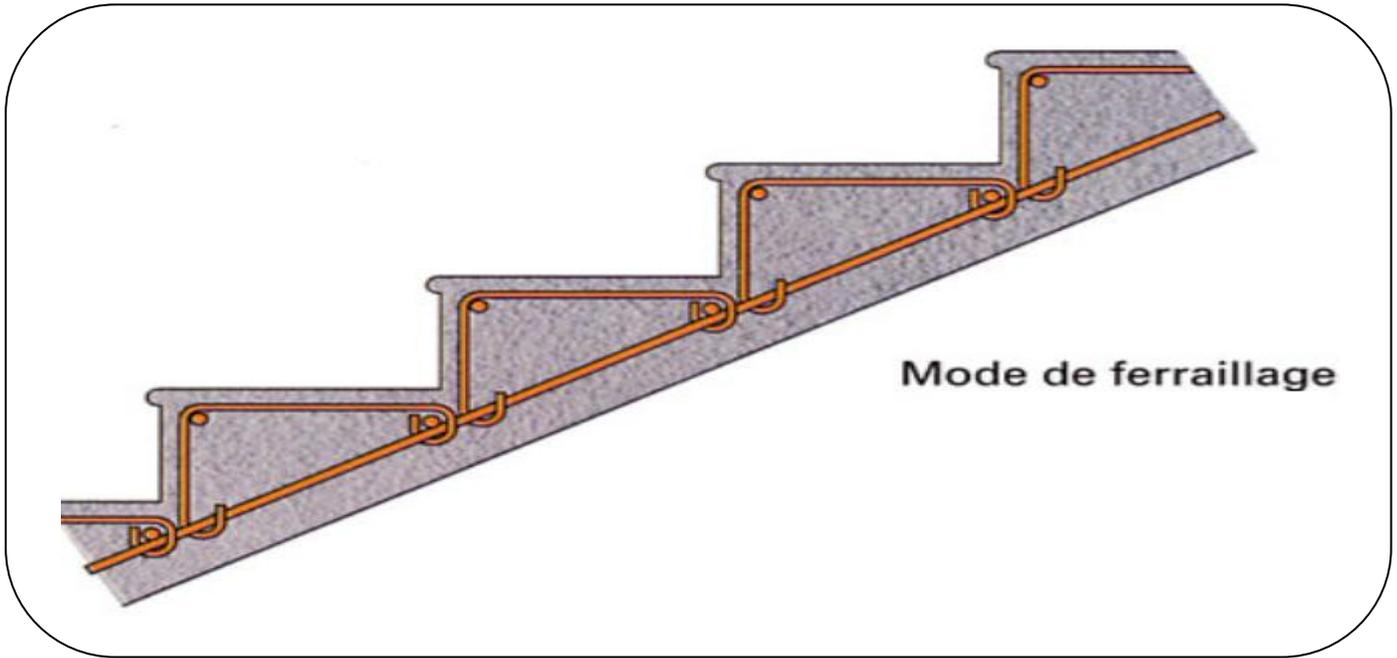


Figure III.5.8 : Ferrailage des escaliers



*Figure III.5.9: Mode de ferrailage des marches*

### III.6- ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

#### III.6.1- Introduction :

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse. Elle est semi encastrée à ces extrémités dans les poteaux, sa portée max est de 2.75m (entre nu d'appuis).

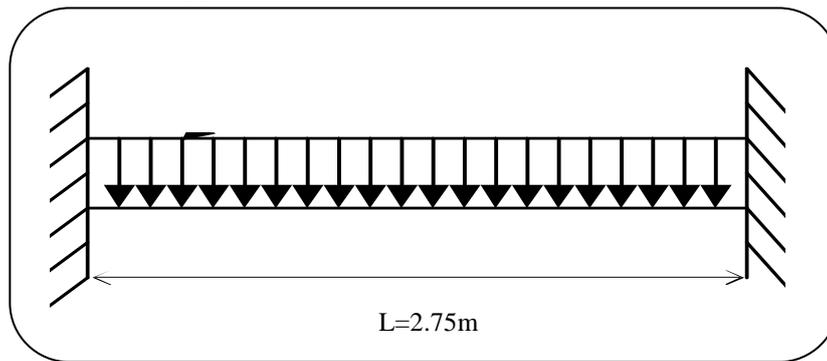


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre

#### III.6.2- Pré-dimensionnement :

##### a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- $L_{\max} = 2.75$  m : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.
- $h_t$  : hauteur de la poutre.

$$\frac{275}{15} \leq h_t \leq \frac{275}{10}$$

$$18.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 27.5 \text{ cm}$$

On opte pour  $h_t = 25$  cm

##### b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend  $b = 20$  cm

Donc on opte le dimensionnement suivant :  $(b \times h) = (20 \times 25) \text{ cm}^2$

**III.6.3- Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 25 \times 0.20 \times 0.25 = 1.25 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur maçonnerie :  $G = 2.36 \text{ KN/m}^2$ .  $G_2 = 2.36 \times 2.76 = 6.514 \text{ KN/ml}$ .

$G_t = G_1 + G_2 = 1.25 + 6.514 = 7.764 \text{ KN/ml}$ .

Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 22.3479 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 16.0841 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison de charges :**

a) **L'ELU :**  $q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times 7.764 + 22.3479 = 32.83 \text{ KN/ml}$

b) **L'ELS :**  $q_s = G + T_s = 7.764 + 16.0841 = 23.848 \text{ KN/ml}$

**III.6.4- Calcul des efforts à l'ELU :**

a) **Effort tranchant :**

$$T_u = q_u \times \frac{l}{2} = 32.83 \times \frac{2.75}{2} = 45.14 \text{ KN}$$

b) **Moment isostatique :**

$$M_{uo} = M_{\max} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{32.83 \times 2.75^2}{8} = 31.035 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 \times 31.035 = -9.311 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 31.035 = 26.38 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

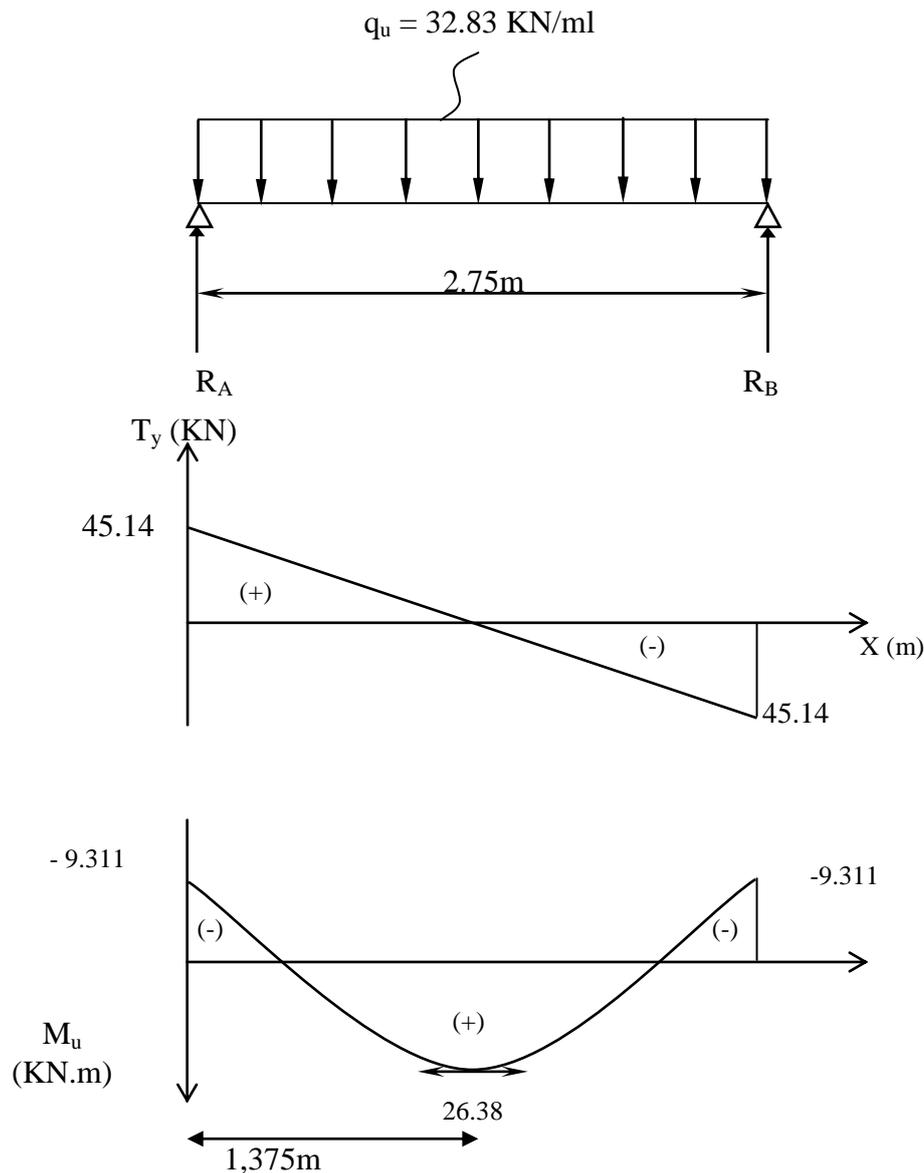


Figure III.6.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments corrigés

**III.6.5- Ferrailage :**

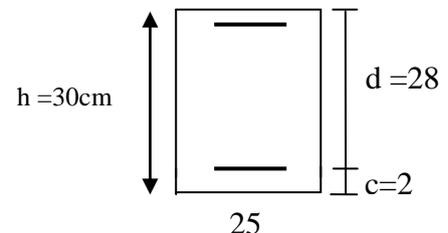
Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

1) **Calcul des armatures principales :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.38 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.176$$

$$\mu = 0.176 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$



$\mu_b = 0.176 \longrightarrow \beta = 0.902$  (Du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.38 \times 10^3}{0.902 \times 23 \times 348} = 3.65 \text{ cm}$$

On opte pour : 3HA14 = 4.62cm

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.311 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.311 \times 10^3}{0.968 \times 23 \times 348} = 1.2 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3 HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.

- 2) Les armatures transversales (BAEL 91 Art A.7.2.2) :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} > \frac{\tau_u - \tau}{0.9 f_e / \gamma_s (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij}^* k \quad \text{Avec : } f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3.3 \text{ MPa})$$

Dans notre cas  $\gamma_s = 1.15$  ;  $\alpha = 90^\circ$  (armatures droites)

$$f_{ij} = 2.1 \text{ MPa ;}$$

$$k = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.63}{0.8 f_e}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.63}{0.8 f_e} = \frac{1 - 0.63}{0.8 \times 400} = 0.00115625$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq b(0.00115625) = 200(0.00115625) = 0.23 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.023 \text{ cm} \longrightarrow \text{cette expansion présente 2 inconnues } A_t \text{ et } S_t \text{ il faut choisir}$$

l'une pour trouver l'autre.

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espace des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \{20.7; 40\text{cm}\} = 20.7\text{cm} \quad \text{Soit : } s_t = 20 \text{ cm}$$

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_1^{\max}, \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}\right\}$$

$\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_1^{\max}$ : Diamètre des armatures longitudinales.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\{1.4, 0.714, 2.5\} = 0.714 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \geq 7.14 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi = 8 \text{ mm}$

Soit : 1 cadre  $\phi_t = 8$  donc 2 brins  $\longrightarrow At = 2(0.5) = 1 \text{ cm}^2$

$$\frac{At}{St} \geq 0.023 \text{ cm} \longrightarrow St \leq \frac{At}{0.023} = \frac{1}{0.023} = 43 \text{ cm}$$

Série de caquot : 7,8,9,10,11,13,16,20,25,30,40

L'espaceur et répété autant de fois qu'il y a de mètre( nombre entier) dans la mi porté de la travée.

$$L = 2.75 \text{ m} \longrightarrow \frac{L}{2} = \frac{2.75}{2} = 1.375 \text{ m} = 137.5 \text{ cm}$$

n=1

**Remarque :**

l'effort tranchant n'étant pas imputant, il donne une section d'armatures faible et un espaceur trop important.

Nous plaçons le 1<sup>er</sup> cadre à 5 cm des nus de l'appui. Nous adoptons un premier espaceur de 13 cm

Strictement nous avons n×13 ; n×16 ; n×20 ; n× 25.....

Avec n =1

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} = \max\left[\frac{\tau_u}{2f_e}; \frac{0.4}{f_e}\right] \text{ (MPa)}$$

$$\frac{\tau_u}{2f_e} = \frac{1}{2(400)} = \frac{1}{800} = 0.001 \qquad \frac{0.4}{f_e} = \frac{0.4}{400} = 0.001$$

$$\rho_t = \frac{At}{b.St} = \frac{1}{20 \times 13} = 0.004 < \rho_{t \min} = \max\left[\frac{\tau_u}{2f_e}; \frac{0.4}{f_e}\right] = 0.001 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

**\*Délimitation de la zone nodale :**

L' = 2h avec h : la hauteur de la poutre palière.

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

**III.6.6- Vérifications à l'ELU :**

**1) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.555 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_a &= 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.555 \text{ cm}^2 \\ A_t &= 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.555 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**2) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art. A.5.2.2) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$T_u^{max} = 45.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{45.14}{0.20 \times 0.23} = \frac{981.3 \text{ KN}}{\text{m}^2} = 0.981 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 20 \text{ cm}$   
 $d = h - 2 = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.3 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.981 = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$

**3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art. A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures  $\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{45.14 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 131.88} = 1.65 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**4) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313) :**

$$T_u^{max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_u^{\max} < \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.23 \times 0.20 = 276 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 45.14 \text{ KN} < 276 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321) :**

$$A_a \geq \frac{Y_s}{f_e} \left( T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 45.14 \times 10^3 - \frac{9.311 \times 10^6}{0.9 \times 230} \right) = 0.458 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.005 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**5) Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 version 99 Art A.6.1, 21)**

$$\sigma_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.385 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \sigma_s}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.385} = 58.7 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 58.7 = 23.48 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_c = 25 \text{ cm}$$

**III.6.8- Vérifications à l'ELS :**

$$q_s = 23.848 \text{ KN/ml.}$$

**1) Moment isostatique :**

$$M_{so} = M_{\max} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{23.848 \times 2.75^2}{8} = 22.54 \text{ KN.m}$$

**2) Effort tranchant :**

$$T_s = q_s \times \frac{l}{2} = 23.848 \times \frac{2.75}{2} = 32.791 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 \times 22.54 = -6.762 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 22.54 = 19.159 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

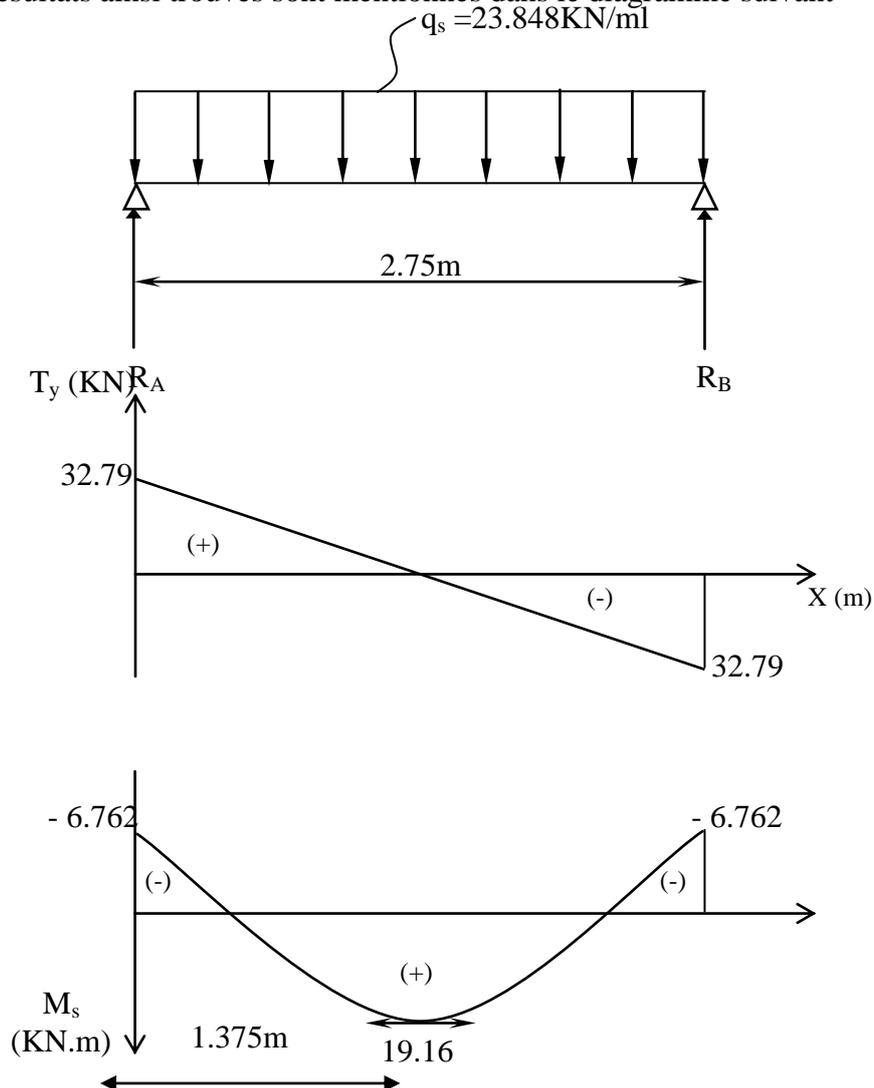


Figure III.6.3: Diagramme des efforts tranchants et les moments corrigés

3) *Etat limite de compression du béton :*

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

• *Aux appuis :*

On a :  $M_s^a = 6.762 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 23} = 0.510$$

$\beta_1 = 0.891 \longrightarrow K_1 = 31.58$  (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \sigma_{st} = \frac{6.762 \times 10^3}{0.891 \times 23 \times 2.35} = 140.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{140.41}{31.58} = 4.45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 23} = 1$$

Du tableau on a :  $\beta_1 = 0.860$  et  $K_1 = 20.71$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \sigma_{st} = \frac{19.16 \times 10^3}{0.860 \times 23 \times 4.62} = 209.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{209.67}{31.58} = 6.64 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

**4) Etat limite d'ouverture des fissures : [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$\sigma_{st} = 140.41 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

**5) Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

a)  $\frac{h}{L} = \frac{25}{275} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.062$  .....Condition vérifiée.

b)  $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{19.16}{10 \times 22.54} = 0.085$  .....Condition vérifiée.

c)  $\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{20 \times 23} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$  ..... **Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

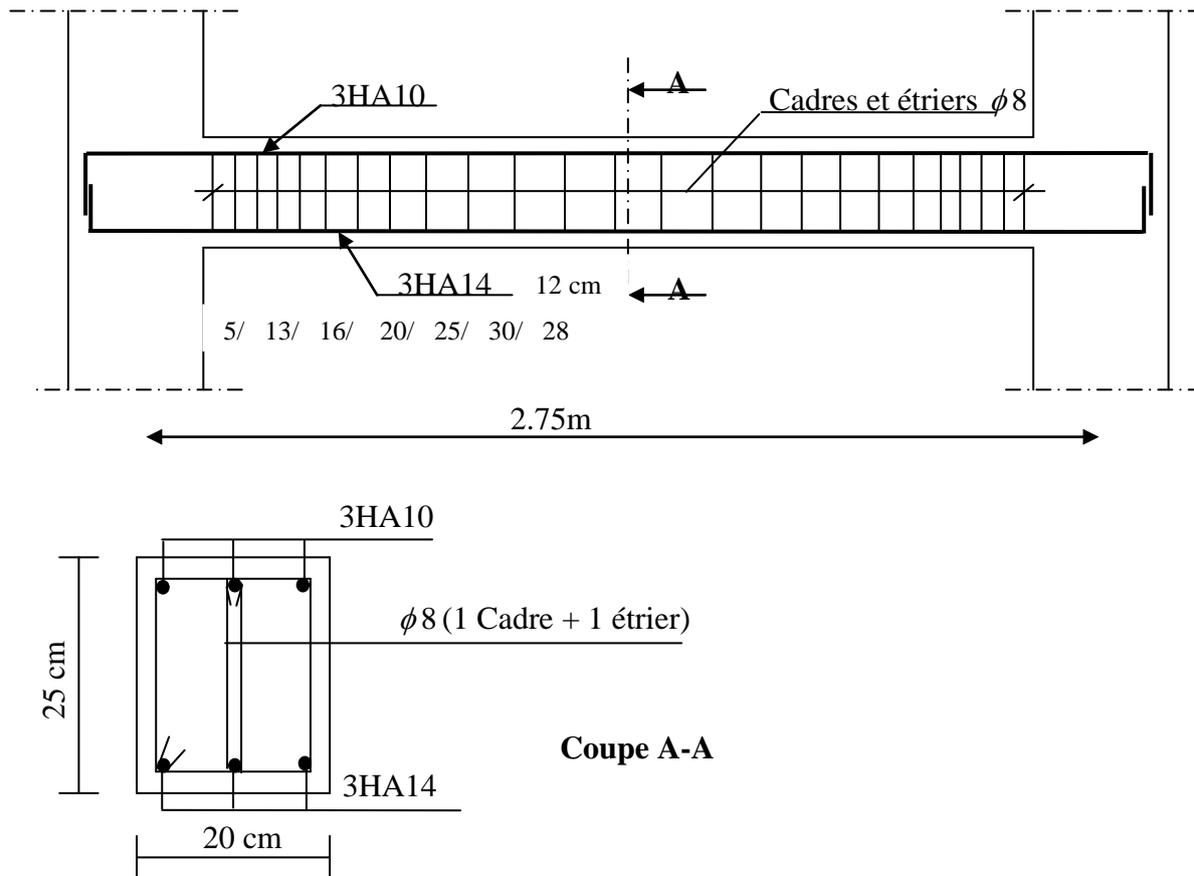


Figure III.3.4 : Ferrailage de la poutre palière

**III.7-ETUDE DES PORTES A FAUX**

**III.7.1- Introduction :**

Les portes à faux sont des consoles encastées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

- G : charge permanent uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au porte à faux.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du mur extérieur en brique creuse double cloison.

**III.7.2- Dimensionnement :**

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait selon deux critères suivants :

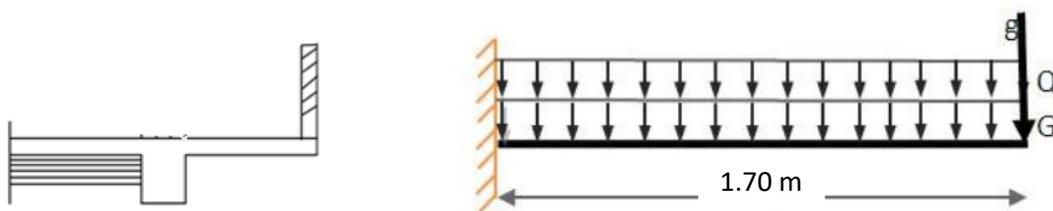
**1- Résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des portes à faux est donnée par la formule suivante  $e_p \geq \frac{L_0}{10}$

- Avec  $L_0$  : portée libre  $L_0=1.70$  m

Dans notre cas :  $e_p \geq \frac{170}{10} = 17cm$

L'épaisseur de la dalle pleine est de 20 cm



**Figure III.7.1 : Schéma statique du chargement des portes à faux**

**III.7.3- Détermination des charges est surcharges :**

**a) Charges permanente :**

\* Charge permanent :  $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$

$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$  .....Chapitre 2

\* Charge concentrée (Poids du mur double cloison) :  $g = 2.36 \text{ KN/ m}^2$

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Poids surfacique [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Maçonnerie	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Maçonnerie	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt= 2.36KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau III.6.1 : La charge permanente revenant au balcon**

**b) Surcharge d'exploitation :**

\* Surcharge du porte à faux : Q=3.5KN/m<sup>2</sup>

**III.7.4- Combinaison de charges :**

Pour une bonde de 1m de largeur

➤ **A L'ELU : 1,35G+1,5Q**

- dalle :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.27 + 1,5 \times 3.5) \times 1 = 12.365 \text{ KN / ml}$
- Mur maçonnerie :  $g_u = 1,35g = (1,35 \times 2.36) \times 2.76 = 8.793 \text{ KN}$

➤ **A L'ELS : G+Q**

- dalle :  $q_s = G + Q = (5.27 + 3.5) \times 1 = 8.77 \text{ KN / ml}$
- Mur maçonnerie :  $g_s = g = 2.36 \times 2.76 = 6.514 \text{ KN/ml}$

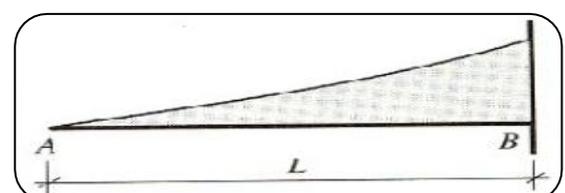
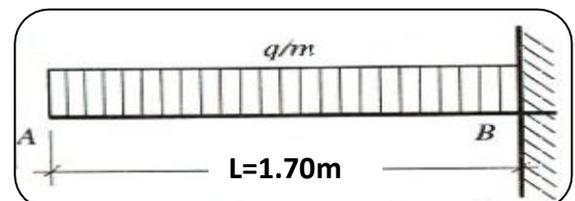
**III.7.5- Calcule des moments :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le moment est égale à :

\* Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie

$$M_{qu} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{12.365 \times 1.70^2}{2}$$

$$M_{qu} = -17.867 \text{ KN.m}$$



\* Moment provoqué par la charge concentrée

$$M_{gu} = -g_u \times b = -8.793 \times 1.70$$

$$M_{gu} = -14.95 \text{ KN.m}$$

\*Moment total :  $M_u = M_{qu} + M_{gu}$

$$M_u = -17.867 - 14.95 = -32.817 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendues.

### III.7.6- Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de (1 m) de longueur et de (20cm) d'épaisseur en flexion simple.

Largeur de la section  $b=100\text{cm}$

L'épaisseur de la dalle pleine  $h=20\text{cm}$

L'enrobage  $C=3\text{cm}$

Hauteur utile  $d=17\text{cm}$

$M_u = 32.817 \text{ KN m}$

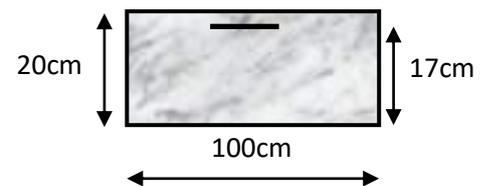


Figure III.7.2 : Bande d'un mètre de longueur

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$f_{bu} = \sigma_b$ : contrainte du béton comprimé

$$\mu = \frac{32.817 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.080$$

$$\mu = 0.080 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.080 \longrightarrow \beta = 0.956 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple).}$$

➤ **Armatures principal:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{32.817 \times 10^6}{0.958 \times 170 \times 348} = 579.03 = 5.79 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$  cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$  autre cas

$A_u = 5.79 \text{ cm}^2$  On adoptera : 7 HA12 = 7.92  $\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1.98 \text{ cm}^2$  On adoptera 6HA8=3,01  $\text{cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$

**III.7.7- Les vérifications :**

a) **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91) :**

➔ **Armature principales :**

Il faut vérifier que  $A \geq A_{min}$

Avec :

- $A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  }  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_u = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2$  .....**Condition vérifiée.**

➤ **Vérification des espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91modifié99) :**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t = 15 \text{ cm}$  .....**Condition vérifiée.**

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t = 15 \text{ cm}$  .....**Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91) :**

➔ Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$

- $T_u$  Effort tranchant a l'ELU :  
 $T_u = q_u \times L + g_u = 12.365 \times 1.70 + 8.793 = 29.814 \text{ KN}$
- $b$ : Largeur minimal de la section ( $b=100\text{cm}$ )
- $d$  : Hauteur utile ( $d=17\text{cm}$ )

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{29.814 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.161 \text{ MPa}$$

➔ Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$  :

FPP  $\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right]$

FTP ou FP  $\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right]$

- FPP : Fissuration peu préjudiciable
- FTP : Fissuration très préjudiciable
- FP : Fissuration préjudiciable
- $\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$  autre cas

**Pour la fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right] = \min[2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.161 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

**a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :**

Cette contrainte tient compte à la fois des **caractéristiques de l'acier** avec le coefficient de scellement  $\Psi_s$  **et celles du béton**, avec sa résistance à la traction  $f_{tj}$  :

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$   
 $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)  
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$

**b) La contrainte d'adhérences d'entraînement :**

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{29.814 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 263.76} = 0.74 \text{ MPa}$
- $T_u$  : effort tranchant

- $\sum U_i = n \times \varnothing \times \pi = 7 \times 1.2 \times 3.14 = 26.376m$

$\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

$\tau_{se} = 0.74 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa$ .....**Condition vérifiée**

Donc il n'ya pas le risque d'entraînement des barres.

➤ **Calcul de la longueur de scellement:**

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

- $\bar{\tau}_s$ : contrainte d'adhérence
- $\bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$
- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1MPa$

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32cm$$

On adopter  $l_s = 45cm$

- Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0.4l_s$  pour les aciers HA

$l_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18cm$

On adopte des crochets de longueur  $l_r = 20cm$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis sur le béton (BAEL 91 Art 5.1.313) :**

$$T_u \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

$T_u = 29.814KN \leq 0.267 \times 0.9 \times 17 \times 100 \times 2.5 = 1021.28KN$ ..... **Condition vérifiée.**

**b)- Vérification à l'ELS**

✓ **Calcul des moments d'encastrement :**

\* Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie

$$M_{qs} = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{8.77 \times 1.70^2}{2} = -12.673KN.m$$

\* Moment provoqué par la charge concentrée

$$M_{gs} = -g_s \times b = -6.514 \times 1.70 = -11.074 KN.m$$

\*Moment total :  $M_s = M_{qs} + M_{gs}$

$$M_s = -12.673 - 11.074 = -23.747 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes de l'acier (vérification vis-à-vis de l'ouverture de fissure):**

Il faut vérifier que  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

- $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 17} = 0.466 \quad \text{Donc } \beta = 0.896 \text{ et } K_1 = 33.33$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{23.747 \times 10^6}{0.896 \times 170 \times 7.92 \times 10^2} = 196.84 \text{ MPa}$$

Donc on a  $\sigma_s = 196.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{33.33} = 6.05 \text{ MPa}$

Donc on a  $\sigma_b = 6.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée**

La section est vérifiée vis à vis de la compression

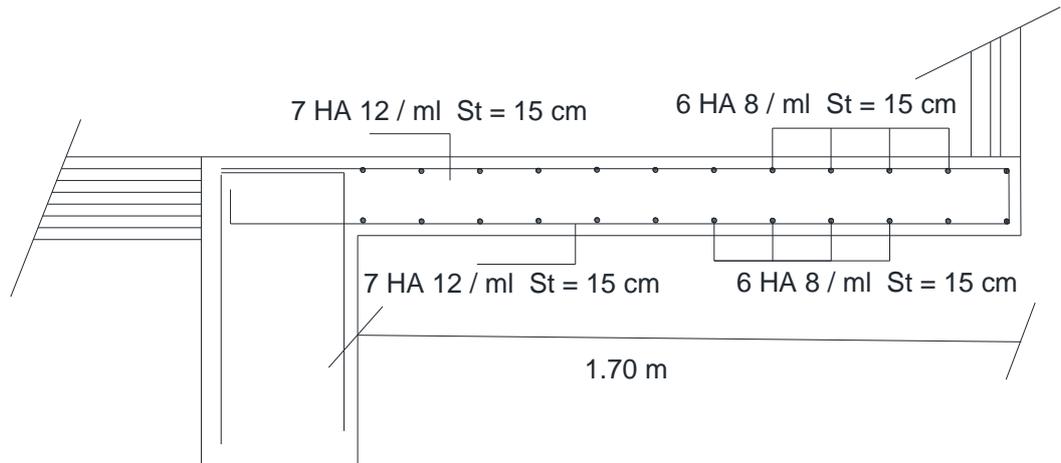
➤ **Vérification de la flèche:(Art B.6.8.424/BAEL91) :**

D'après le BAEL 91 version 99 Art B.6.3.2, on vérifié la flèche si la condition suivante n'ai pas vérifié :

$$f_{\max} = \frac{M t \times L^2}{4 \times E_y \times I_{fe}} \leq f = \frac{L}{250}$$

$$I_{fe} = \frac{b \times e^3}{12} = \frac{100 \times 20^2}{12} = 6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{\max} = \frac{23.747 \times 3.5^2}{4 \times 10819 \times 10^6 \times 6.67 \times 10^{-4}} = 0.010 \leq f = \frac{350}{250} = 1.4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure III.7.3 : Ferrailage de porte à faux**

**IV.1.Introduction :**

Dans le cas où une ossature est composée; à la fois de portique et de refends, il est indispensable de comparer l'inertie des voiles par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître des sollicitations sur les éléments voiles et portiques.

**IV.2. Les étapes d'étude de contreventement :**

**IV.2.1.Caractéristiques géométriques de refends :**

*\*Inerties des refends pleins\**

- Les refends longitudinaux :  $I_x \ll I_y$

( $e \ll L$ )

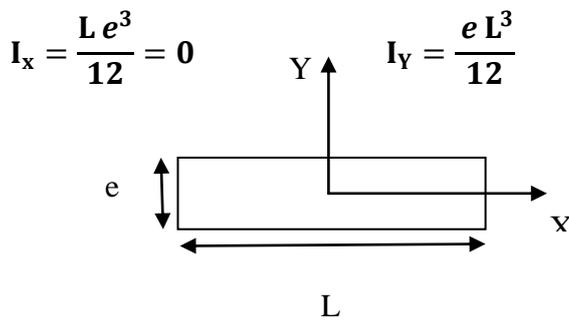


Figure IV.1: Refond longitudinal

- Les refends transversaux :  $I_y \ll I_x$

( $e \ll L$ )

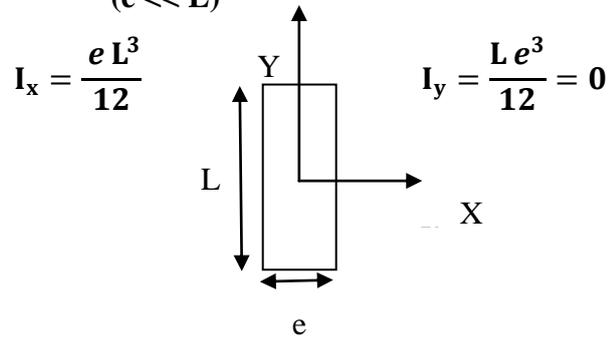
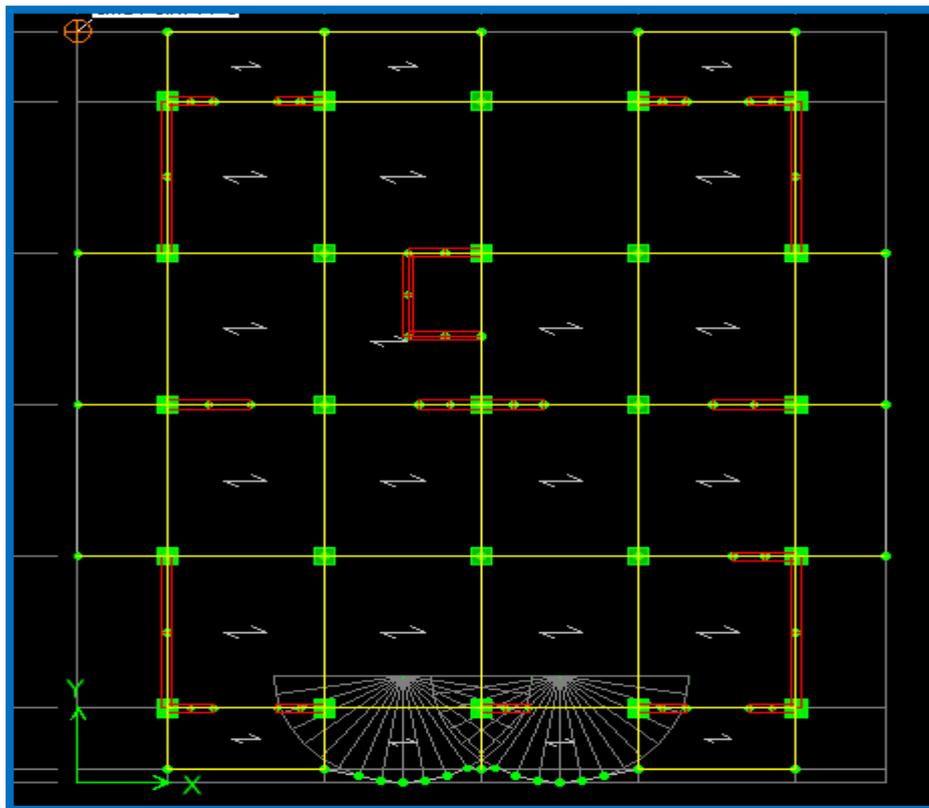


Figure IV.2 : Refond transversal



IV.2.2. Calcul des inerties fictives des portiques

*\*méthode des approximations successives\**

Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans l'hypothèse de la raideur des plancher, nous devons trouver la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

L'inertie fictive des portiques est donnée par :  $I_{en} = \frac{F_n}{D_n}$  avec :  $D_n = \sum \Delta_n$

$I_{en}$  : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau « i ».

$F_n$  : Flèche du refend au niveau « i ».

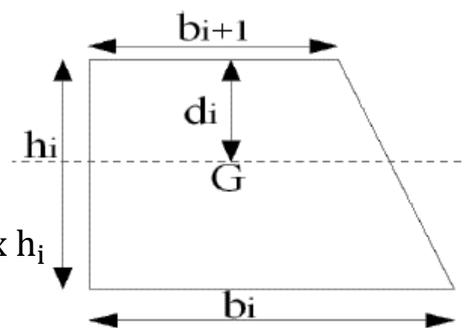
$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

IV.2.3. Calcul des flèches dans les refends :

*\*méthode des moments des aires\**

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad \text{Avec : } \begin{cases} S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{cases}$$



$f_i$  : flèche de refend choisit au niveau « i ».

$S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

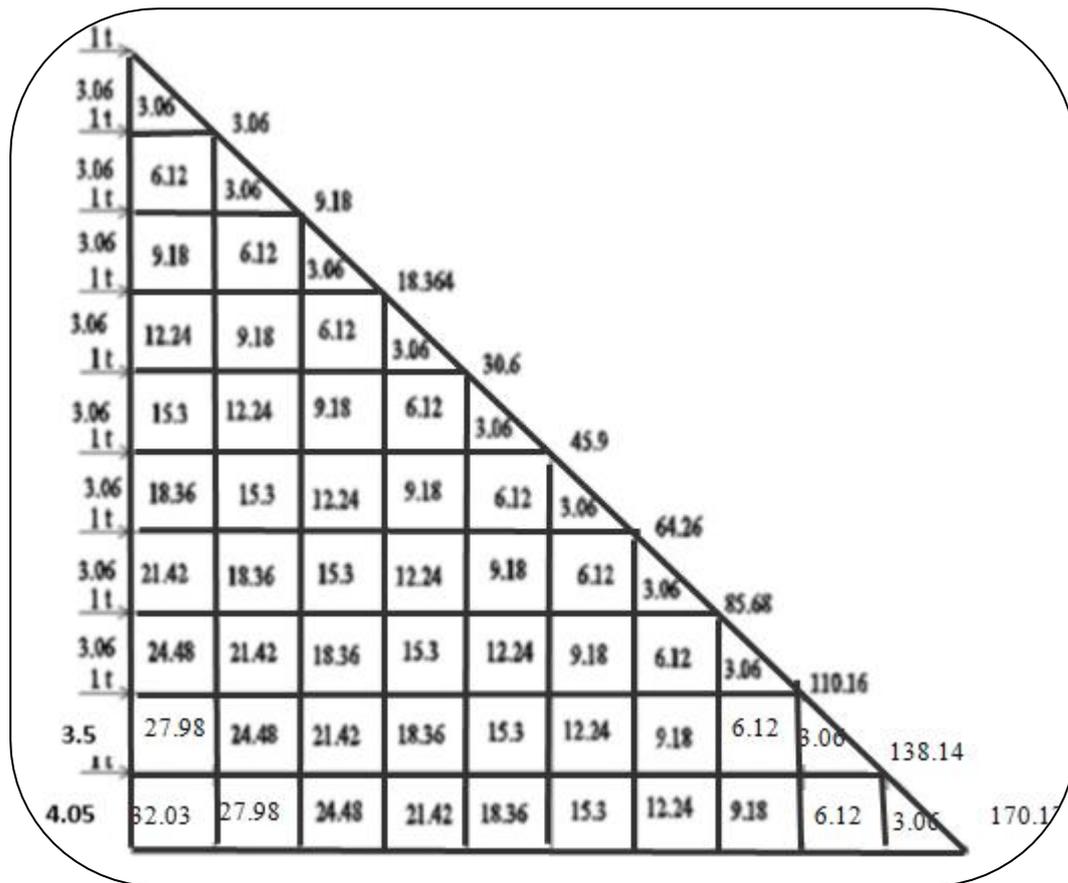


Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires

IV.2.4. Calcul des déplacements des portiques :

La rotation d'étage est donnée :

➤ Niveau étage courant :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

➤ Niveau RDC :

• Poteau encastré a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Avec :  $M_n = T_n \times h_n$

$T_n$  : effort tranchant de niveau « n ».

$K_{tn}$  : raideur des poutres.  $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

$K_{pn}$  : raideur des poteaux.  $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

$h$  : hauteur d'étage.

$L$  : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par :  $\Delta_n = \Psi_n \cdot h$

Avec : 
$$E \Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

**IV.3. Les résultats d'étude de contreventement :**

Refond longitudinal					Refond transversal				
Voile	e(m)	L(m)	I(m <sup>4</sup> )	Nombre d'étage	Voile	e(m)	L(m)	I(m <sup>4</sup> )	Nombre d'étage
VL1	0,20	0,90	0,01215	10	VT1	0,20	2,90	0,40648	10
VL2	0,20	0,90	0,01215		VT2	0,20	2,90	0,40648	
VL3	0,20	0,90	0,01215		VT3	0,20	2,90	0,40648	
VL4	0,20	0,90	0,01215		VT4	0,20	2,90	0,40648	
VL5	0,20	0,90	0,01215		VT5	0,20	1,92	0,11796	
VL6	0,20	1,20	0,0288						
VL7	0,20	1,60	0,06286						
VL8	0,20	1,20	0,0288						
VL9	0,20	1,20	0,0288						
VL10	0,20	1,60	0,06286						
VL11	0,20	1,40	0,04573						
VL12	0,20	1,40	0,04573						
VL13	0,20	0,90	0,01215						
VL14	0,20	0,90	0,01215						
VL15	0,20	0,90	0,01215						
VL16	0,20	0,90	0,01215						
<b>I MOYENNE</b>				<b>0,41293m<sup>4</sup></b>	<b>I MOYENNE</b>				<b>1.74388 m<sup>4</sup></b>

**Tableau IV.1: Les inerties des refends dans le sens transversal et longitudinal**

➤ **Les inerties des voiles :**

Inertie moyen du refend dans le sens longitudinale :  $I_{moy} = 0.41293 \text{ m}^4$ .

Inertie moyen du refend dans le sens transversal :  $I_{moy} = 1.74388 \text{ m}^4$ .

➤ Les aires « Si » et la position du centre de gravité « Xi » :

Niveau	h (m)	Bi(m)	Bi+1(m)	Si (m <sup>2</sup> )	di (m)	Si*di(m <sup>3</sup> )	fi = $\frac{\sum Si \cdot di}{EI}$
8	3,06	6,12	0	9,3636	2,07	19,101744	32179,19037
7	3,06	9,18	3,06	18,7272	1,785	33,428052	26240,37201
6	3,06	12,24	9,18	32,7726	1,60285714	52,529796	20777,24656
5	3,06	15,3	12,24	42,1362	1,58666667	66,856104	15832,79295
4	3,06	18,36	15,3	51,4998	1,57636364	81,182412	11435,66379
3	3,06	21,42	18,36	60,8634	1,56923077	95,50872	7614,511704
2	3,06	24,48	21,42	70,227	1,564	109,835028	4397,989297
1	3,06	28,05	24,48	80,3709	1,56466019	125,753148	1814,749191
Etage de Service	3,5	32,13	28,05	105,315	1,78954802	188,46625	948,3444625
RDC	4,05	35,39	32,13	136,728	2,05759034	281,330213	281,3302125

Tableau IV.2. : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau

#### IV.4- Calcul des rigidités linéaires des portiques :

- Rigidités linéaire d'un poteau :  $K_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre :  $K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{pout}}}{L_c}$

✓ Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément :  $\frac{bh^3}{12}$

**Poteaux** :  $h_c = h + \frac{1}{2} e_{\text{pot}}$

Avec :  $h_c$  : Hauteur des poteaux à calculées.

h : Hauteur entre nus des poteaux.

$e_{\text{pot}}$  : Largeur des poteaux.

**Poutres** :  $L_c = L + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}}$

Avec :  $L_c$  : Longueur des poutres à calculées.

L : Longueur entre nus des poutres.

$h_{\text{poutre}}$  : Hauteur des poutres.  $L = L_0 - e_{\text{poteaux}}$

**✚ Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y :**

Niveaux	poteaux	h(m)	$e_p(m)$	$h_c(m)$	$I_p \cdot 10^{-3}(m^4)$	$K_p \cdot 10^{-4}(m^3)$
4-5-6-7-8	35x35	2,71	0,175	2,885	1,25	4,333
1-2-3	40x40	2,71	0,20	2,91	2,13	7,320
Etage de Service	40x40	3,15	0,20	3,35	2,13	6,358
RDC	40x40	3,70	0,20	3,9	2,13	5,462

**✚ Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X :**

Niveaux	poteaux	h(m)	$e_p(m)$	$h_c(m)$	$I_p \cdot 10^{-3}(m^4)$	$K_p \cdot 10^{-4}(m^3)$
4-5-6-7-8	35x35	2,76	0,175	2,935	1,25	4,259
1-2-3	40x40	2,76	0,20	2,96	2,13	7,196
Etage de Service	40x40	3,20	0,20	3,40	2,13	6,265
RDC	40x40	3,75	0,20	3,95	2,13	5,392

**✚ Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y :**

Niveaux	Travée	L(m)	$H_t/2$	$L_c(m)$	$I_p \cdot 10^{-4}(m^4)$	$K_p \cdot 10^{-4}(m^3)$
RDC	A-B	3,10	0,175	3,275	1,071875	3,273
Etage de service	B-C	3,10	0,175			
	C-D	3,10	0,175			
1-2-3	D-E	3,10	0,175			
4-5-6-7-8	A-B	3,15	0,175	3,325	1,071875	3,224
	B-C	3,15	0,175			
	C-D	3,15	0,175			
	D-E	3,15	0,175			

**✚ Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X :**

Niveaux	Travée	L(m)	H <sub>t</sub> /2	Lc (m)	I <sub>p</sub> . 10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	K <sub>p</sub> .10 <sup>-4</sup> (m <sup>3</sup> )
RDC	A-B	2,60	0,15	2,75	4,5	1,636
Etage de service 1-2-3	B-C	2,60	0,15			
	C-D	2,60	0,15			
	D-E	2,60	0,15			
4-5-6-7-8	A-B	2,65	0,15	2,80	4,5	1,607
	B-C	2,65	0,15			
	C-D	2,65	0,15			
	D-E	2,65	0,15			

**➤ Les déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux :**

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

	niveau	$\Sigma K m$	$\Sigma K p n$	$M_n$	$M_{n+1}$	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta_i$ (t/m)	$\Sigma\Delta_i$ (t/m)	$f_i$ (m)	$I_{ei}$ (m <sup>4</sup> )
Sens longitudinale	8	0,01021667	0,00375	6,12	3,06	102	100,918401	308,810306	16225,7375	16755,2	1,03263103
	7	0,01021667	0,00375	9,18	6,12	170	210,877601	645,285459	15916,9272	16966,944	1,06596856
	6	0,01021667	0,00375	12,24	9,18	238	303,836801	929,740612	15271,6417	16773,1929	1,09832284
	5	0,01021667	0,00375	15,3	12,24	306	396,796002	1214,19577	14341,9011	16294,9866	1,13618038
	4	0,01021667	0,00375	18,36	15,3	374	489,755202	1498,65092	13127,7054	15532,3252	1,18317138
	3	0,01742919	0,00375	21,42	18,36	442	510,414375	1561,86799	11629,0544	14191,6706	1,22036324
	2	0,01742919	0,00375	24,48	21,42	510	593,045	1814,7177	10067,1865	13039,4029	1,29523805
	1	0,01742919	0,00375	27,54	24,48	578	675,675625	2067,56741	8252,46876	11634,2855	1,40979456
	Etage de service	0,0152381	0,00375	31,62	27,54	657,333333	790,588542	2767,0599	6184,90134	10467,5969	1,69244363
	RDC	0,01316872	0,00375	35,7	31,62	578,661479	843,911468	3417,84145	3417,84145	8334,12959	2,43841902
$\Sigma I_{ei}$											13,5725327
Sens transversale	8	0,01021667	0,0049	6,12	3,06	78,0612245	88,9490129	272,18398	13435,4219	13891,9511	1,03397951
	7	0,01021667	0,0049	9,18	6,12	130,102041	178,959234	547,615255	13163,238	14043,3694	1,06686284
	6	0,01021667	0,0049	12,24	9,18	182,142857	255,95925	783,235306	12615,6227	13866,535	1,09915581
	5	0,01021667	0,0049	15,3	12,24	234,183673	332,959267	1018,85536	11832,3874	13454,0806	1,13705545
	4	0,01021667	0,0049	18,36	15,3	286,22449	409,959284	1254,47541	10813,5321	12806,0061	1,18425747
	3	0,01742919	0,0049	21,42	18,36	338,265306	414,659273	1268,85738	9559,05664	11628,7735	1,21651894
	2	0,01742919	0,0049	24,48	21,42	390,306122	481,330714	1472,87199	8290,19927	10688,763	1,28932522
	1	0,01742919	0,0049	27,54	24,48	442,346939	548,002156	1676,8866	6817,32728	9544,73787	1,40007036
	Etage de service	0,0152381	0,0049	31,62	27,54	503,061224	645,625957	2259,69085	5140,44069	8616,13362	1,67614688
	RDC	0,01316872	0,0049	35,7	31,62	467,703163	711,296256	2880,74984	2880,74984	7015,974	2,43546798
$\Sigma I_{ei}$											13,5388405

Tableau IV : Déplacement des inerties fictives des portiques par niveau

**Inertie moyenne des portiques :**

*Sens longitudinal :  $I_{moy}=1,357m^4$ .*

*Sens transversal :  $I_{moy}=1,353m^4$ .*

**Résumé :**

Pourcentage pour chaque système de contreventement (par niveau), sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	portique	voile	Inertie totale	%portique	%voile
<b>Longitudinal</b>	1,357	0,412	1,762	76,62	23,38
<b>Transversal</b>	1,353	1,74	4,32	43.66	56.24

**VI.5- Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :**

On a prit exemple d'étudier le plancher de l'étage de service.

- La charge permanente du plancher :  $G = 5.16 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale :  $G_t = 5.16 + 2.5 = 7.66 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau  $S_p = 3 \times 3.5 = 10.5 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :

$$S_t = L_x \times L_y = (10.5 \times 14) + (1.6 \times 3.5 + 1.58 \times 1.40) = 154.812 \text{ m}^2$$

- La charge vertical totale du plancher :

$$Ch_{vt \text{ plancher}} = S_t \times G_t = 154.812 \times 7.66 = 1185.86 \text{ KN}$$

- La charge vertical totale d'un panneau :

$$Ch_{vt \text{ panneau}} = S_p \times G_t = 10.5 \times 7.66 = 80.43 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile :  $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{S_{vt \text{ panneau}}}{2} = \frac{80.43}{2} = 40.125 \text{ KN}$

- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 5 = 40.125 \times 5 = 201.075 \text{ KN}$$

$$Ch_{vt \text{ plancher}} = 1185.86 \text{ KN} \longrightarrow 100 \%$$

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = 201.075 \text{ KN} \longrightarrow X$$

$$X = \frac{201.075 \times 100}{1185.86} = 16.96 \%$$

**➤ Conclusion :**

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les portiques et les voiles. Dans ce cas notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les deux systèmes.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement << mixte, assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques- voiles >>, les recommandations suivante :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R= 5**

**IV.6- Introduction:**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

**IV.7- Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- ➔ La modélisation de tous types de structures
- ➔ La prise en compte des propriétés des matériaux
- ➔ Le calcul et le dimensionnement des éléments
- ➔ L'analyse des effets dynamiques est statique
- ➔ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration .....etc
- ➔ Le transfert de données avec d'autres logiciels

**IV.8- Etapes de modélisation:**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- 4) affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Chargement des éléments.
- 9) Introduction des combinaisons d'actions.

**Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

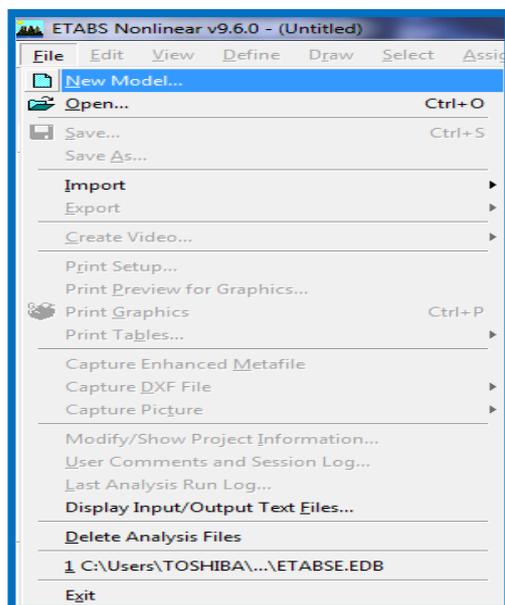
**a) Choix de l'unité :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

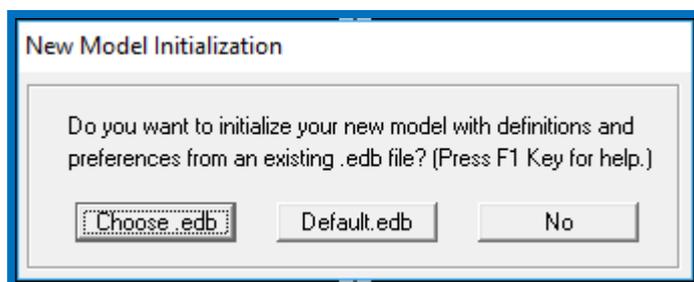
Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m qui sera notre unité de travail

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**



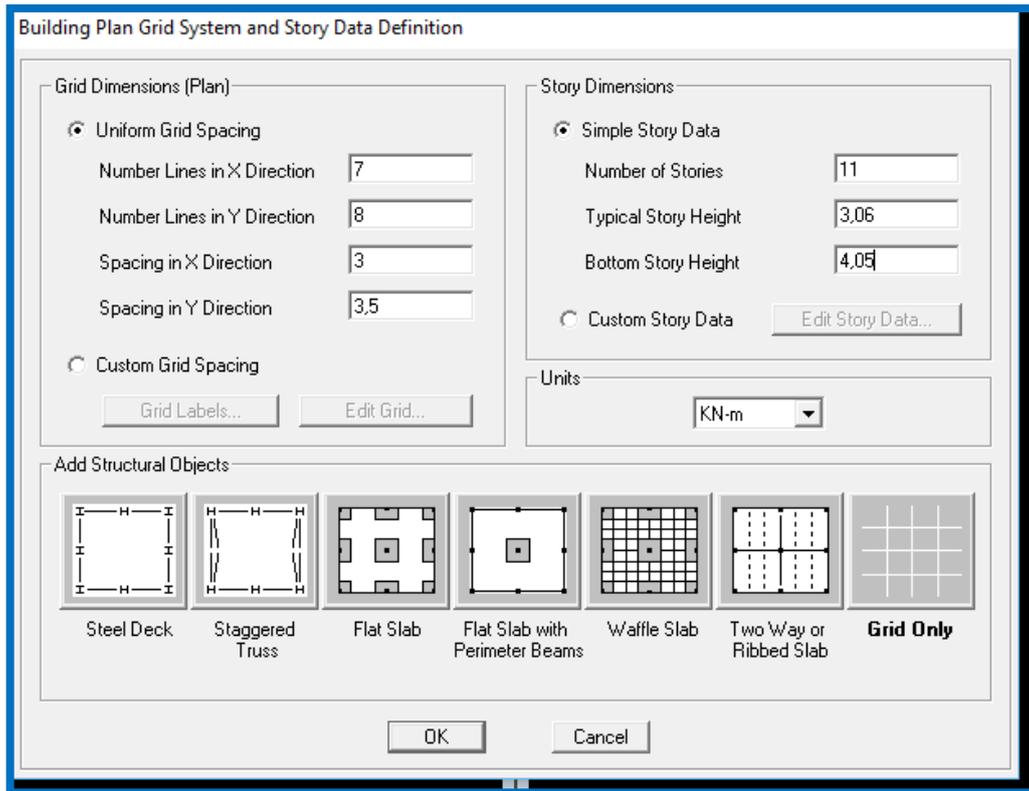
La fenêtre suivant s'ouvre et en clique sur No



La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

\* Le nombre de lignes suivant x-x.

\* Le nombre de lignes suivant y-y.

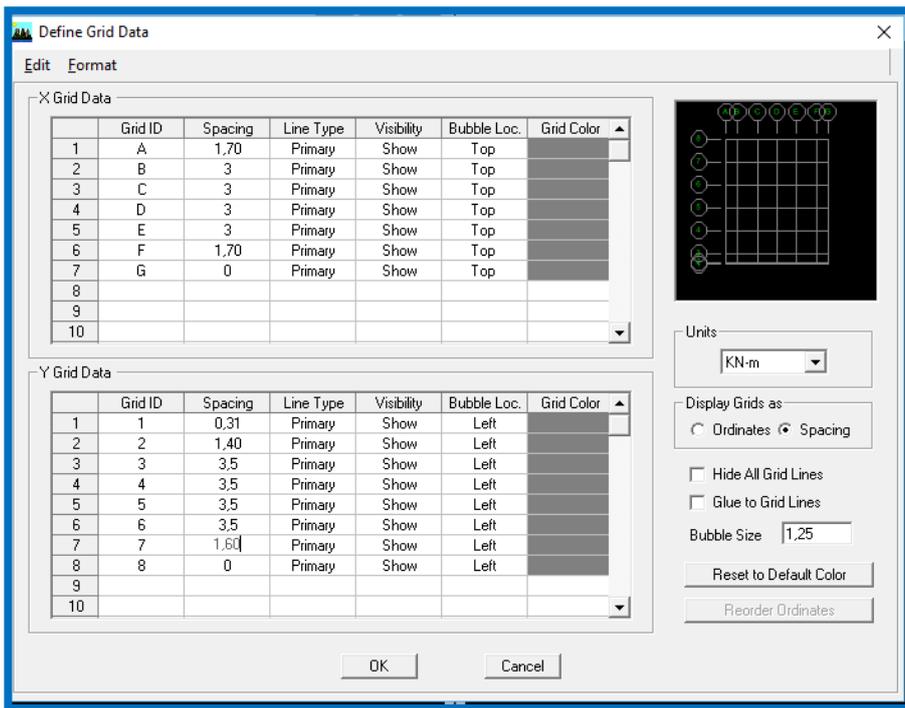


**c) Modification de la géométrie de base :**

On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid** → **Spacing**

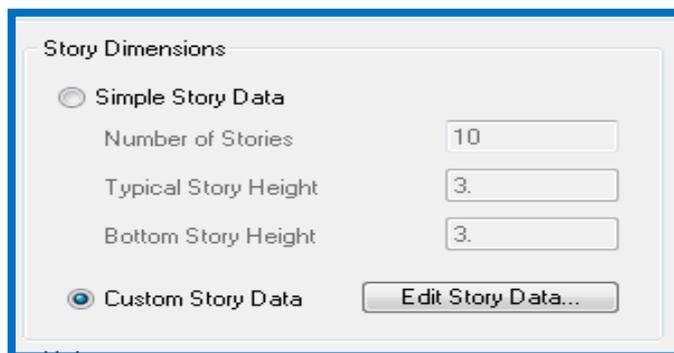


On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y



On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages

On clique sur **Custom Story Data** → **Edit Story Data**



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	2	34,03	Yes		No	0,
11	STORY10	3,06	32,03	No	STORY11	No	0,
10	STORY9	3,06	28,97	No	STORY11	No	0,
9	STORY8	3,06	25,91	No	STORY11	No	0,
8	STORY7	3,06	22,85	No	STORY11	No	0,
7	STORY6	3,06	19,79	No	STORY11	No	0,
6	STORY5	3,06	16,73	No	STORY11	No	0,
5	STORY4	3,06	13,67	No	STORY11	No	0,
4	STORY3	3,06	10,61	No	STORY11	No	0,
3	STORY2	3,5	7,55	No	STORY11	No	0,
2	STORY1	4,05	4,05	No	STORY11	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

OK Cancel

Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

**Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.**

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

**Define → Materiales properties → CONC → Modify/Show Material**

Define Materials

Materials:

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

OK

Cancel

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés

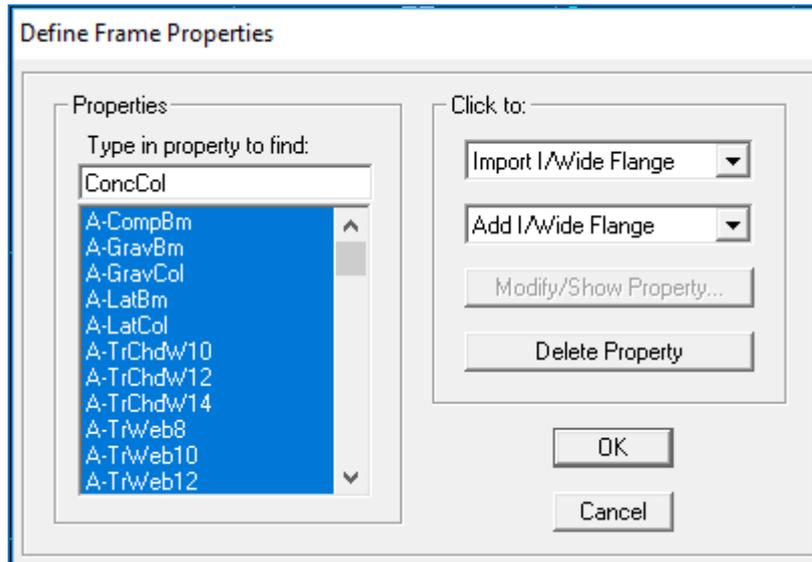
**Étape03:Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc)**

On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

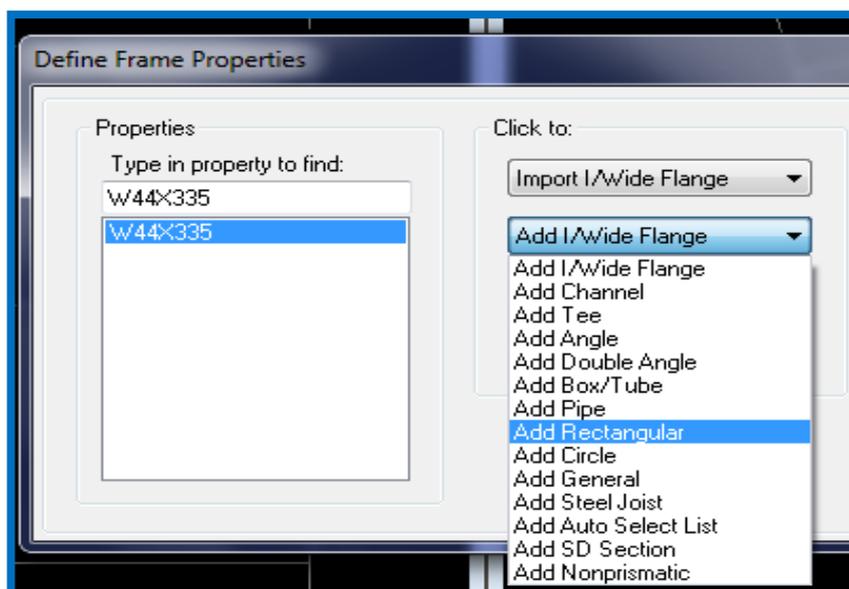
 Poutres, poteaux et poutrelle 

**Defin** → **Frame sections**

Dans l'icône Properties on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis en clique sure **Delete Property**

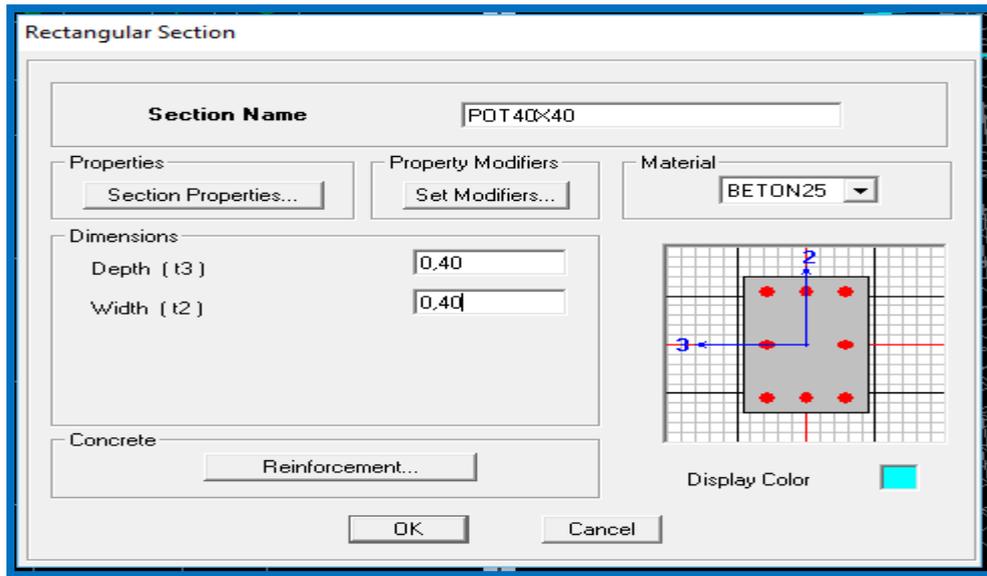


Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** → **Add Rectanguler**



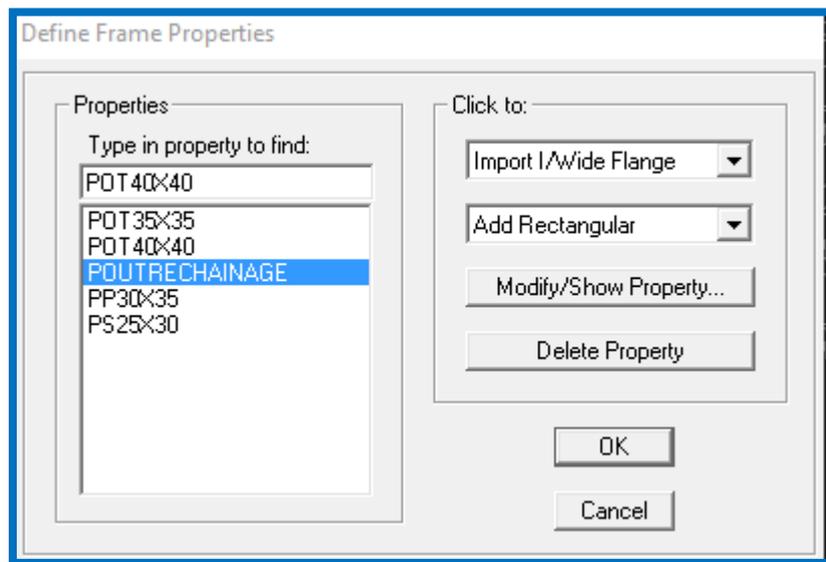
La fenêtre si dessous vas s'afficher et les valeurs à introduire vari selon que se sois des

- Poutres principales 30x35cm<sup>2</sup>
- Poutre secondaire 25x30 cm<sup>2</sup>
- Poutres de chainage 25x30 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 40x40 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 35x35 cm<sup>2</sup>



**Remarque :**

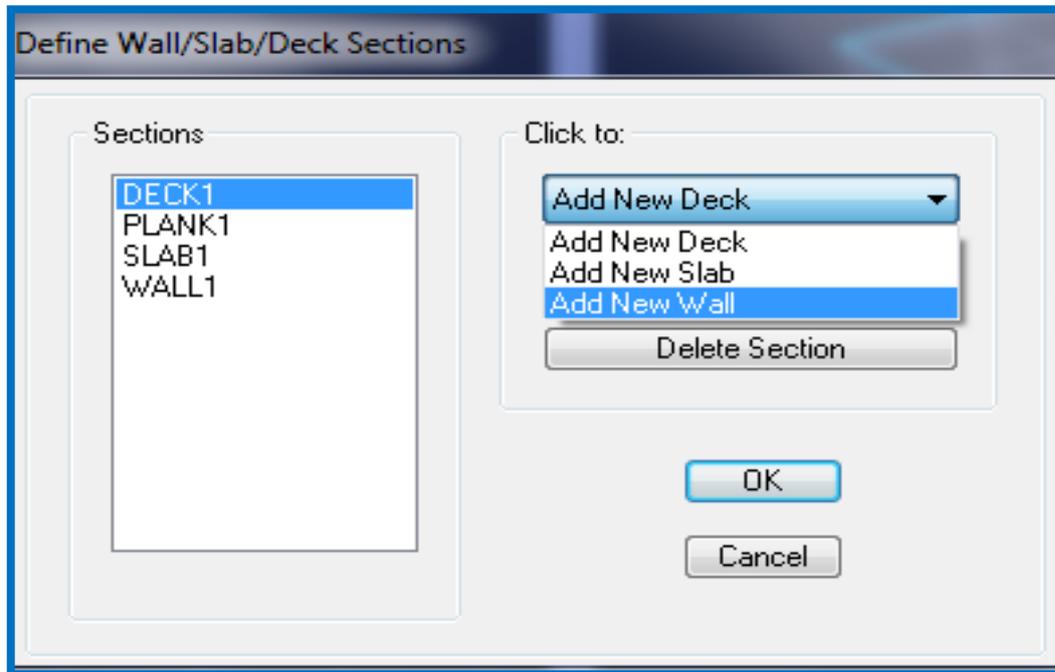
Pour les poutrelles même étape que pour les poteaux et poutre que si une section en Te pas rectangulaire



On introduit les données dans leurs cases respectives comme indiqué dans la capture suivante :

 **Dalle pleines, voiles :** 

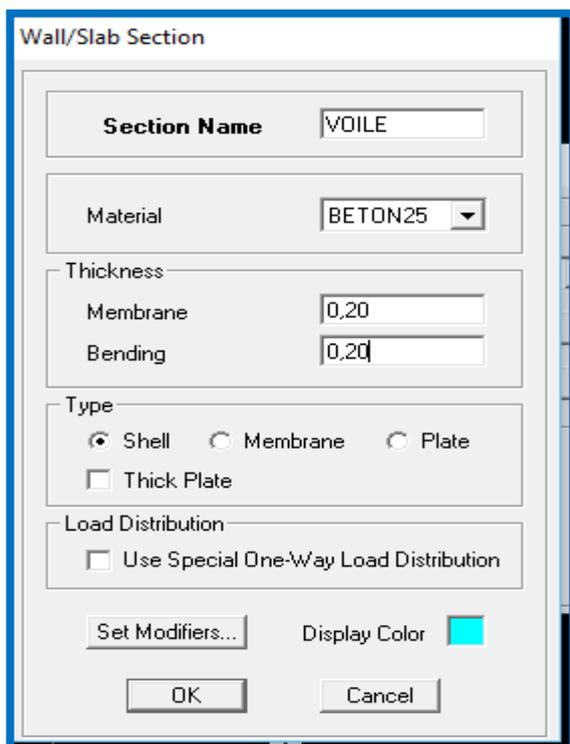
Define → Wall/slab/Deck Sections



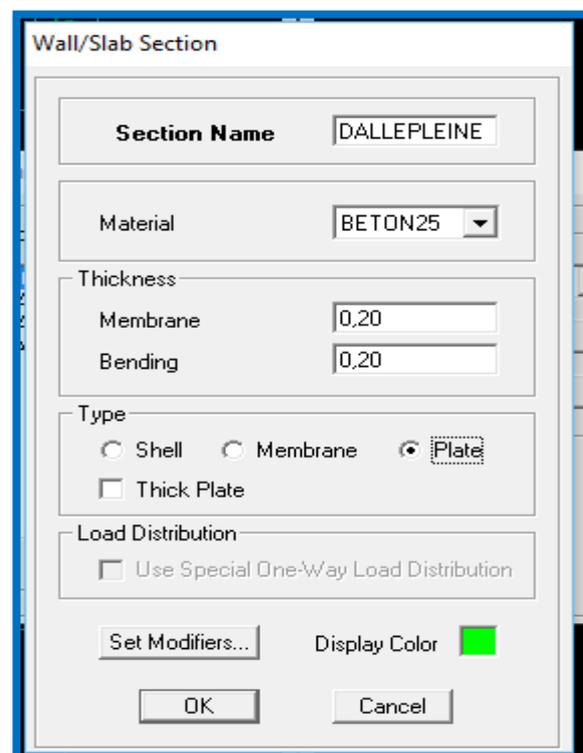
SLAB= Dalles

WALL = Voiles

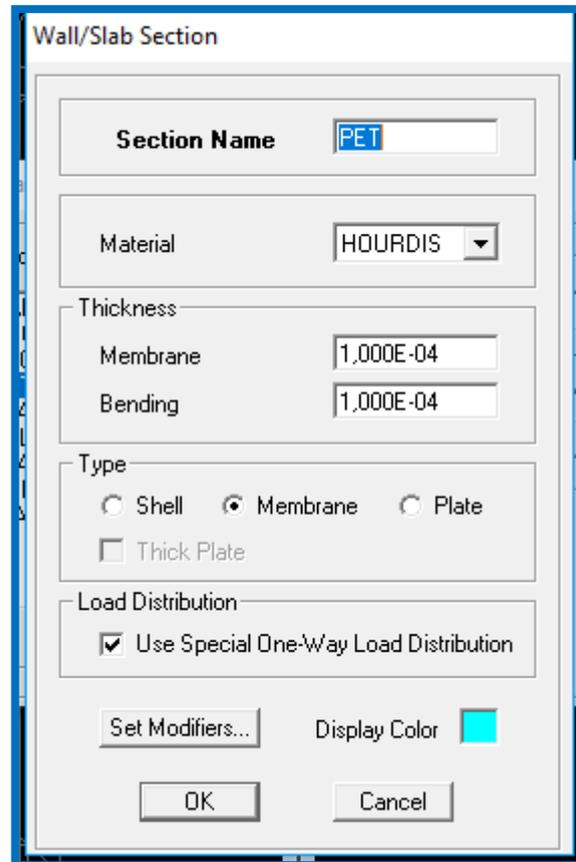
DECK= Plancher Collaborant



Dimensionnement des voiles



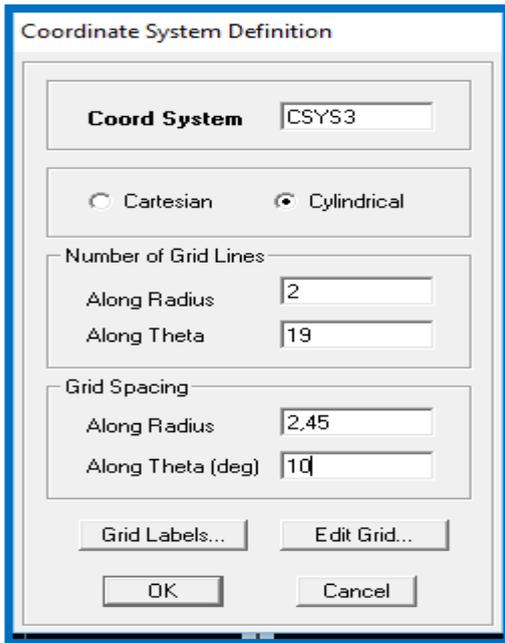
Dimensionnement des dalles pleines



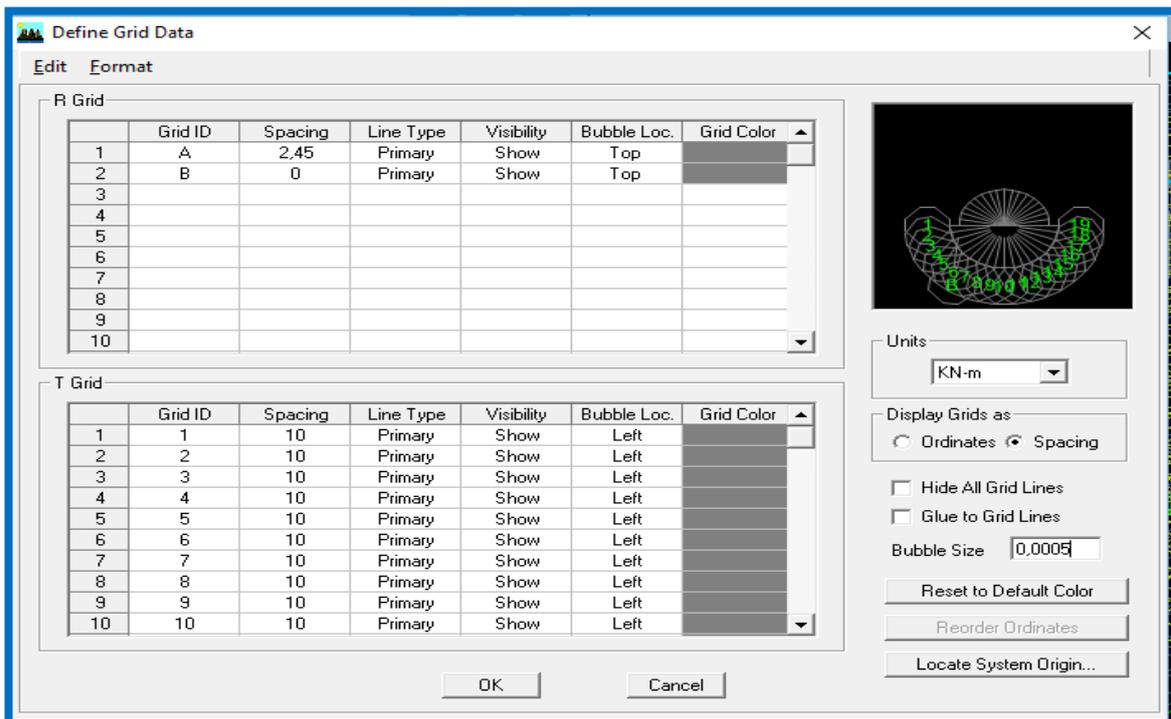
Dimensionnement du PET

C'est la même étape pour la dalle PEC

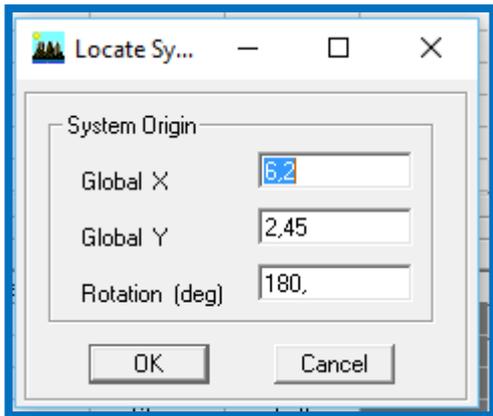
- ✚ **Pour les balcons rectilignes :**
- Clic avec bouton droit sur l'espace du travail
- Edit Grid Data → Add New System



Après on clic sur Edit Grid



Après on clic sur Locate System Origin



Après Ok → Ok

**Etape 04 : Quatrième étape : affectation des éléments défini au model :**

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

**✚ Pour les poteaux**

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans Property of Object le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- 04-05-06-07-08 étage :35x35 cm<sup>2</sup>
- RDC -Entre sol -01-02-03 étage :40x40 cm<sup>2</sup>

Properties of Object	
Property	POT40X40
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

Properties of Object	
Property	POT35X35
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte

**✚ Pour les poutres**

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer

- Poutre principale 30x35
- Poutre secondaire 25x30

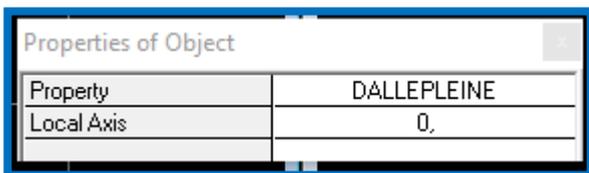
Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PS
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

 Pour les dalles pleines :

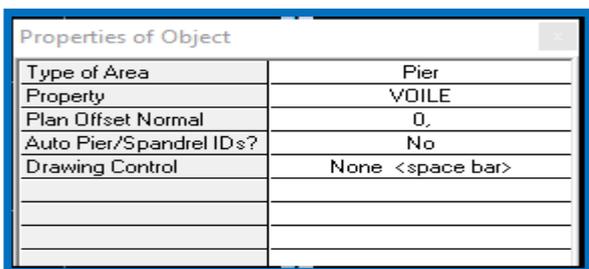
Dans la boite de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property DALLE PLEINE.



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

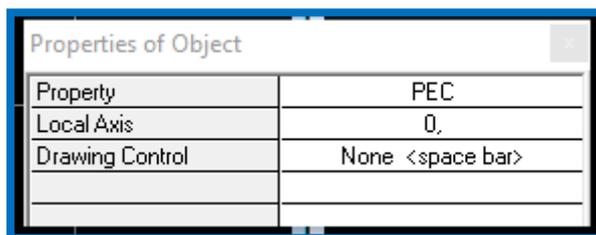
 Pour les voiles 

Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOILE



On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné

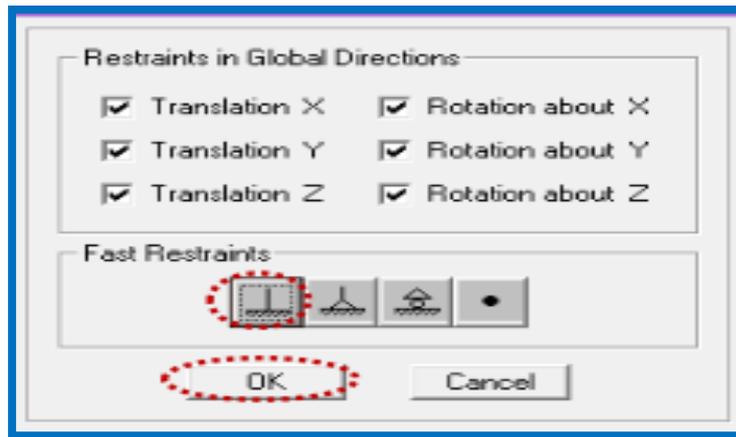
 Pour les balcons rectillinge  dans la boite de dialogue



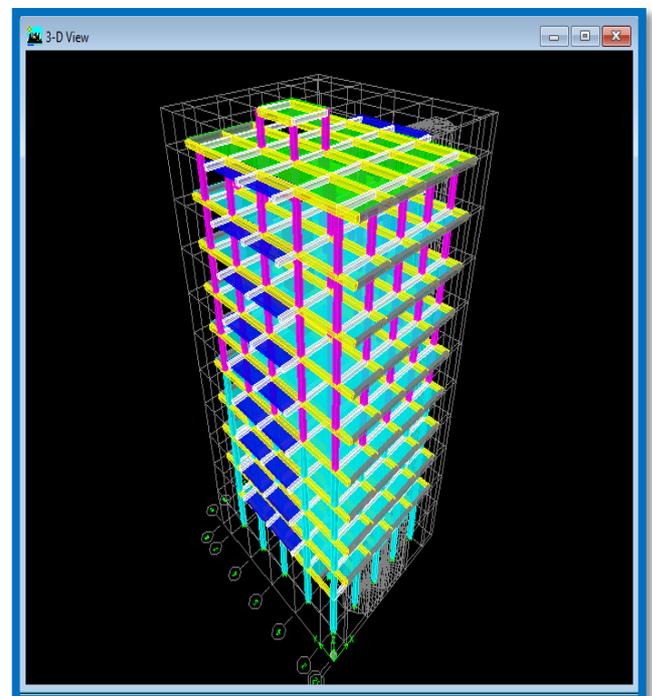
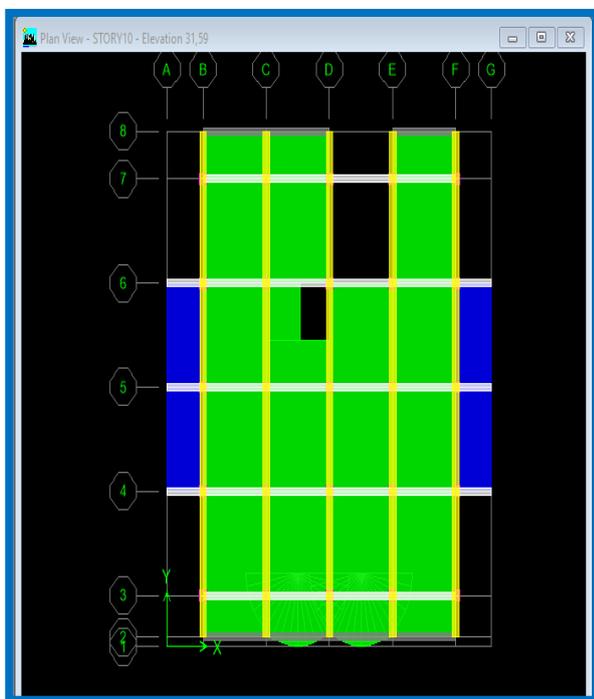
**Remarque :**

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône 

La fenêtre suivante s'affiche

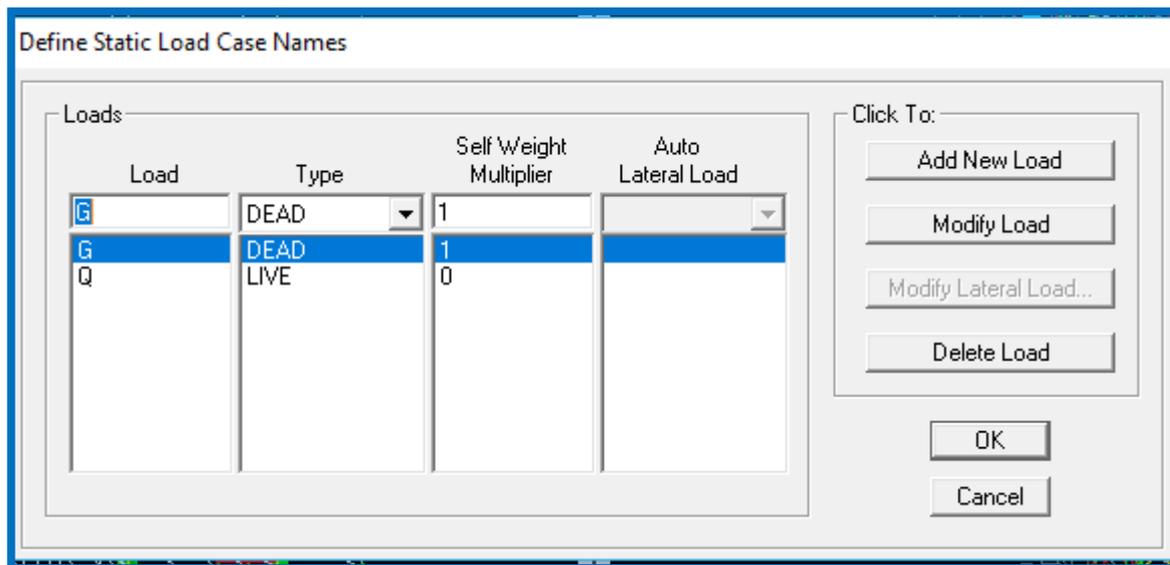


Tous les étapes précédent nous ferons aboutir a la structure suivante



**Etape 05 : Définition des charges statiques (G, Q).**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d’exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define** → **Static Load Cases**



### Etape 06 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leur case respective

- Zone II<sub>a</sub>: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S<sub>2</sub>: site ferme
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

#### ***Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles***

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les

portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

➤ Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \quad (4-4 \text{ RPA } 99)$$

Avec  $P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non sa valeur est donnée dans le tableau si dessous

Critère q	Observé	Pq
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
2-Redondance en plan	Non	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

**a) Condition minimale sur les files de contreventement :**

➤ Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois(03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5 les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivent x on a (04) travée .....CV

Suivent y on a (04) travée .....CV

➤  $\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$

Suivent x  $\frac{3.00}{3.00} = 1 < 1.5$ .....CV

Suivent y  $\frac{3.50}{3.50} = 1 < 1.5$ .....CV

$$p_1^x = 0.00 \quad p_1^y = 0$$

**b) Redondance en plan (surabondance) :**

➤ Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles 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

Suivent x :

$$\left. \begin{array}{l} 5 \text{ files porteuses .....CV} \\ \frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{3}{3} = 1 < 1.5 \text{ ..... CV} \end{array} \right\} p_2^x = 0.00$$

Suivent-y :

$$\left. \begin{array}{l} 05 \text{ files porteuses} \dots\dots\dots CV \\ \frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{3.5}{3.5} = 1 < 5 \dots\dots\dots CV \end{array} \right\} p_2^y = 0.00$$

**c) Régularité en plan :**

➤ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

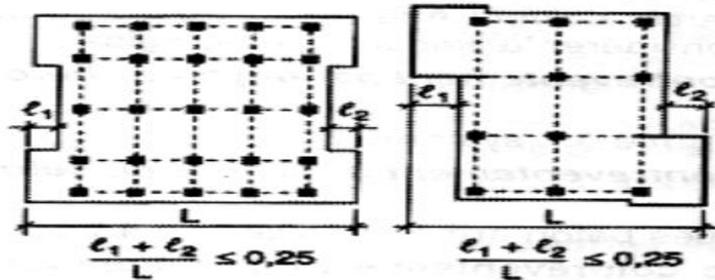
Suivent x .....CV  
 Suivent y.....CV

➤ **Condition sure les décrochements :**

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieure ou égale à (04)

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{12.40}{14.40} = 0.86 < 4 \dots\dots\dots CV$$

- La somme des dimensions ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction



Suivent x :  $\frac{e_1+e_2}{l_x} = \frac{1.50+1.50}{12.40} = 0.24 < 0.25 \dots\dots\dots CV$

Suivent y :  $\frac{e_1+e_2}{l_y} = \frac{1.51+1.40}{14.40} = 0.20 < 0.25 \dots\dots\dots CV$

➤ **Condition sur les ouvertures :**

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier

$$S_0 \leq 15\% S_T$$

$$S_0 = 2.6 \times 3.1 = 8.06 \text{ m}^2$$

$$S_T = 15.40 \times 17 = 261.8 \text{ m}^2$$

$$15\% S_T = 0.15 \times 261.8 = 39.27$$

$$S_0 \leq 15\% S_T \quad 8.06 \leq 39.27 \dots\dots\dots CV$$

$$p_3^x = 0 \quad p_3^y = 0$$

**d) Régularité en élévation :**

➤ **Condition sur le système de contreventement :**

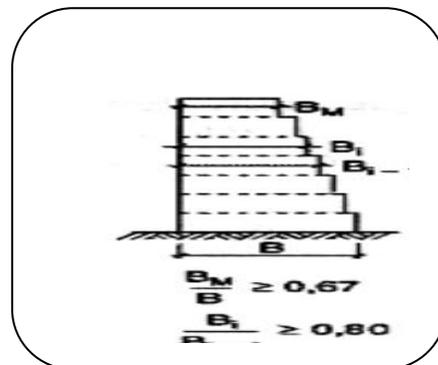
Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne transmette pas directement à la fondation .....CV

➤ **Condition sur les masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment ..... CV

➤ **Condition sur les décrochements en élévation :**

	Suivent-y	Suivent-x
$\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0.8$	$\frac{17}{14.40} = 1.18 > 0.8$	$\frac{15.40}{12.40} = 1.24 > 0.8$
$\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0.67$	$\frac{17}{14.40} = 1.18 > 0.67$	$\frac{15.40}{12.40} = 1.24 > 0.67$



Les conditions sont vérifiées

$$p_4^x = p_4^y = 0$$

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise

$$p_5 = 0.05$$

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

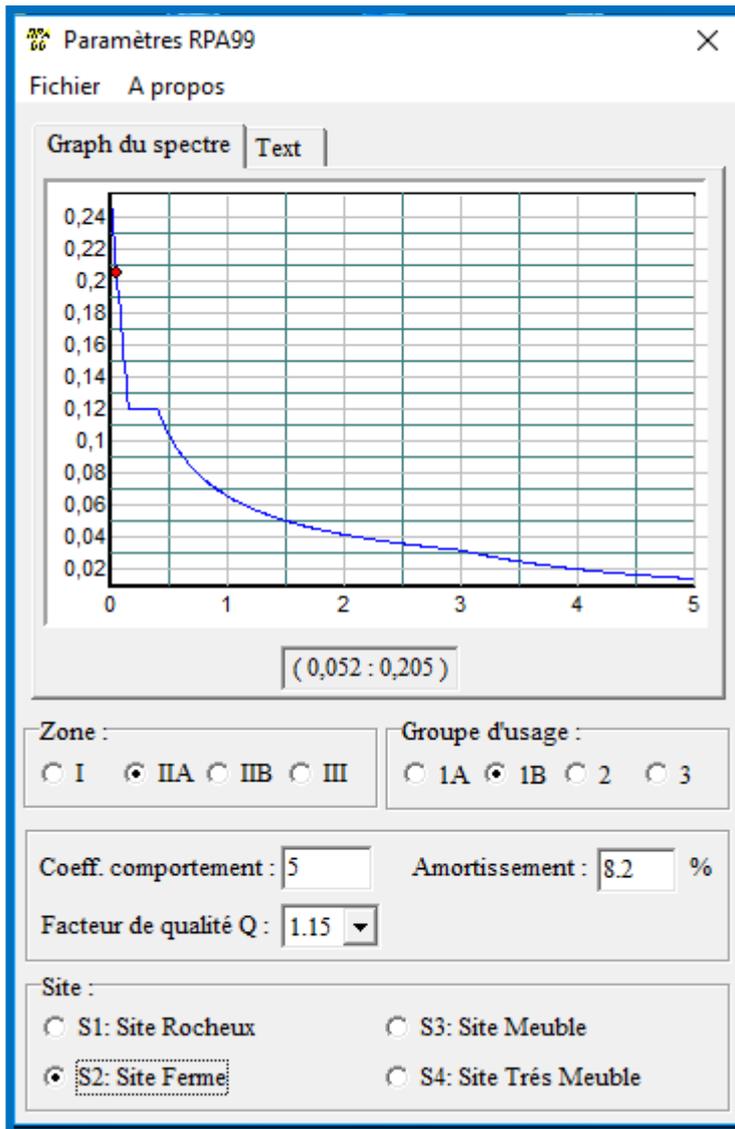
Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

$$p_6 = 0.10$$

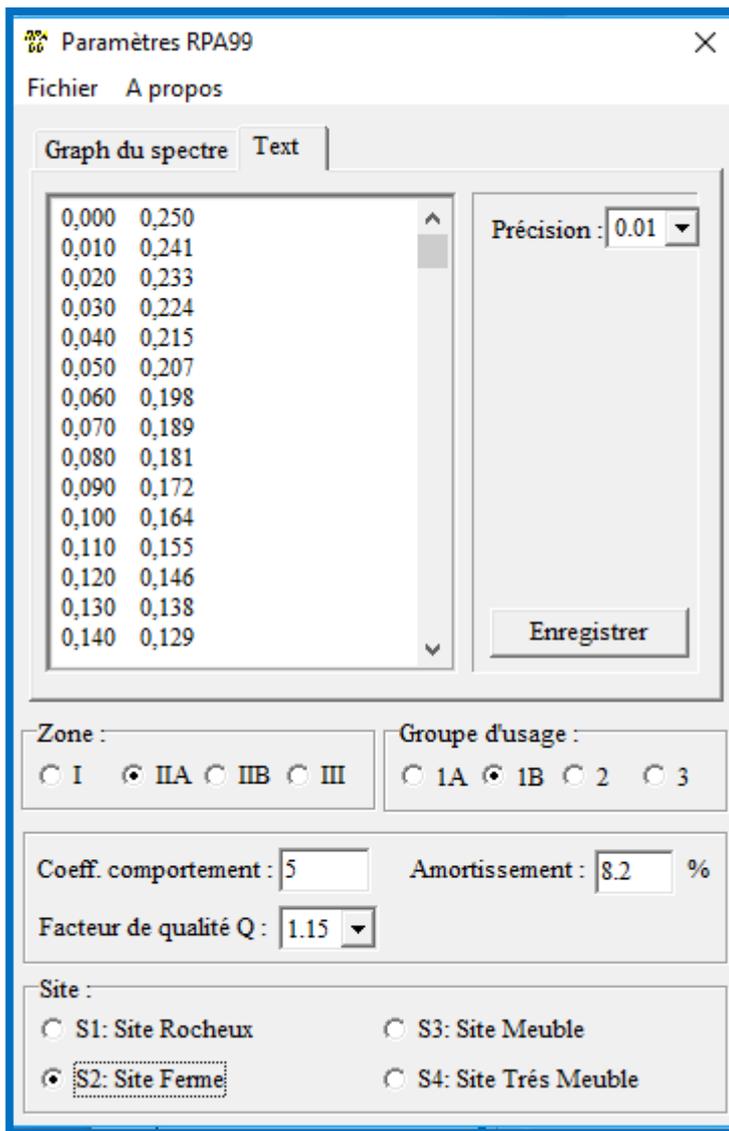
**Finalemment :**

$$Q_x = 1 + (0+0+0+0+0.05+0.10) = 1.15$$

$$Q_y = 1 + (0+0+0+0+0.05+0.10) = 1.15$$

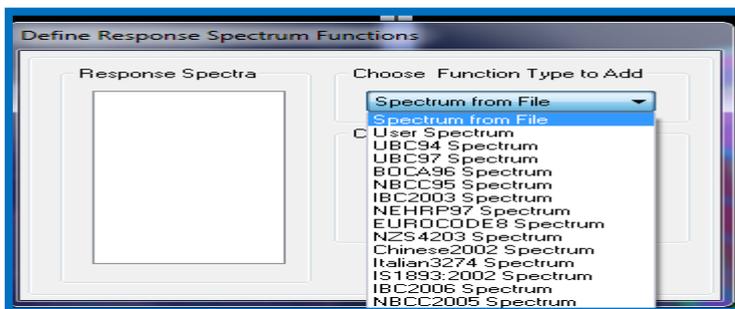


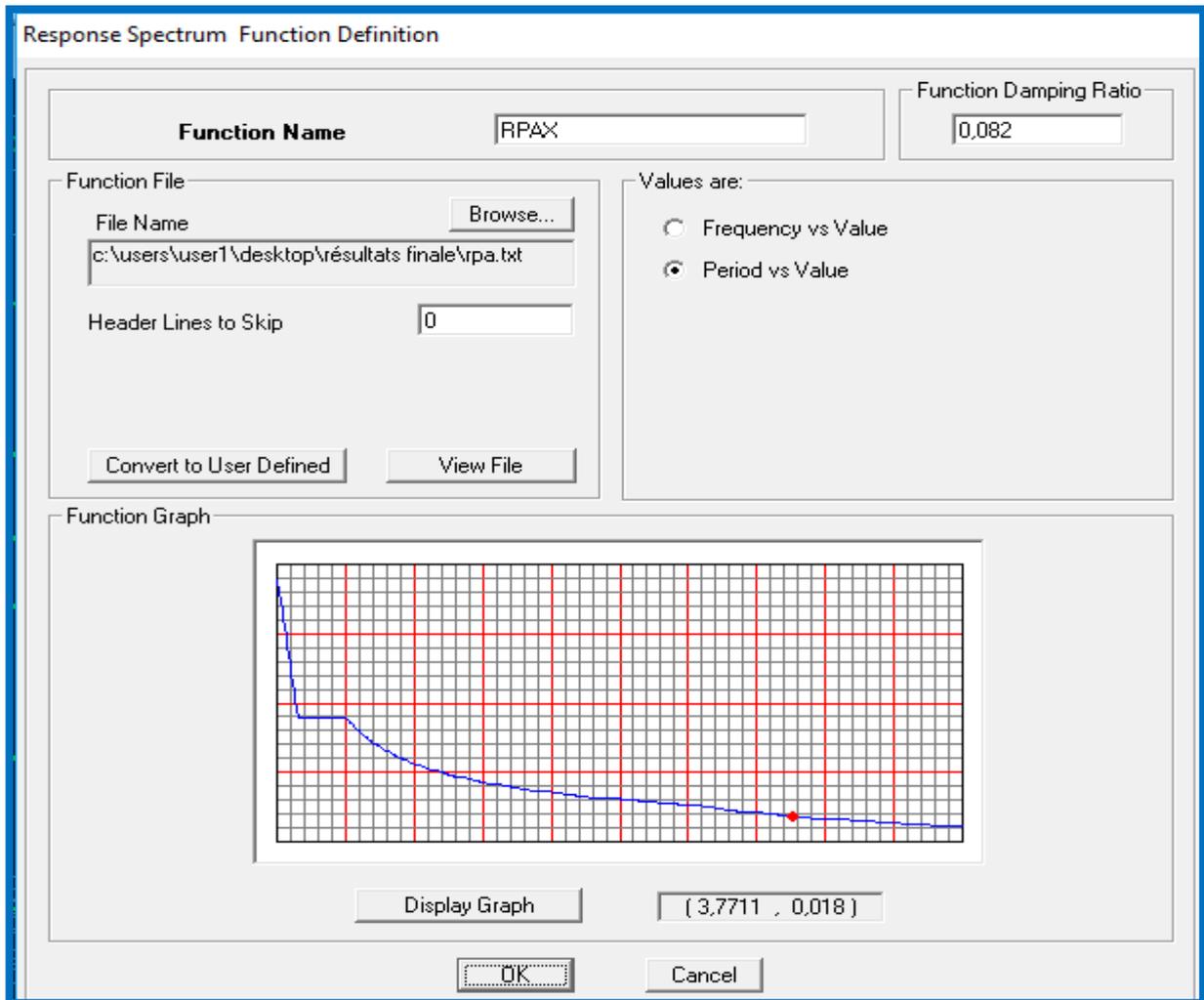
On clique sur Text puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sure

**Define** → **Reponse Spectrum Function** → **Spectrum from file**

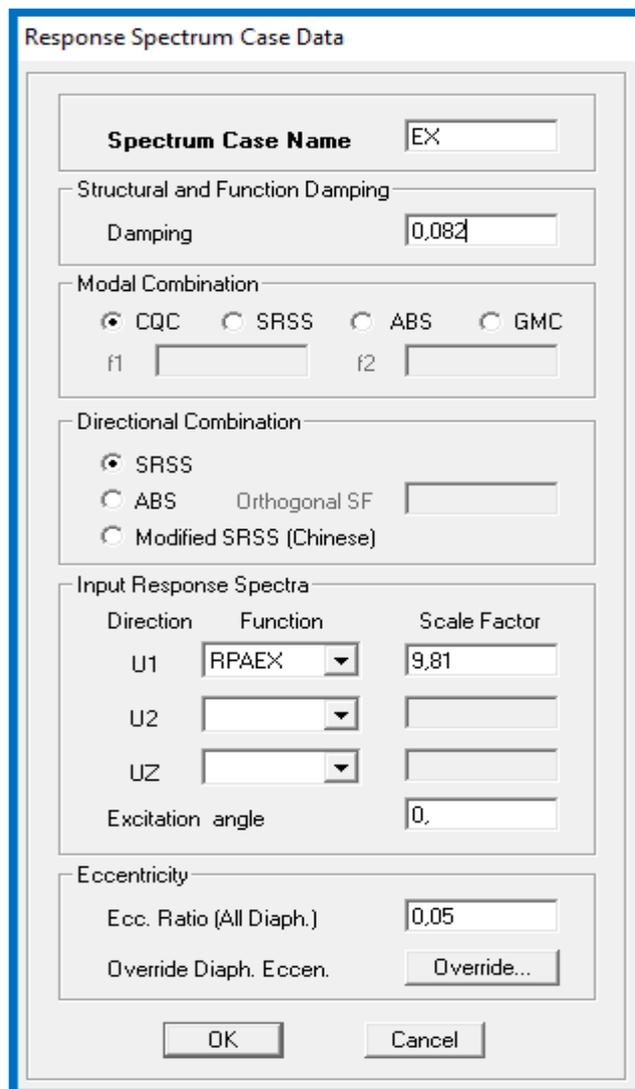
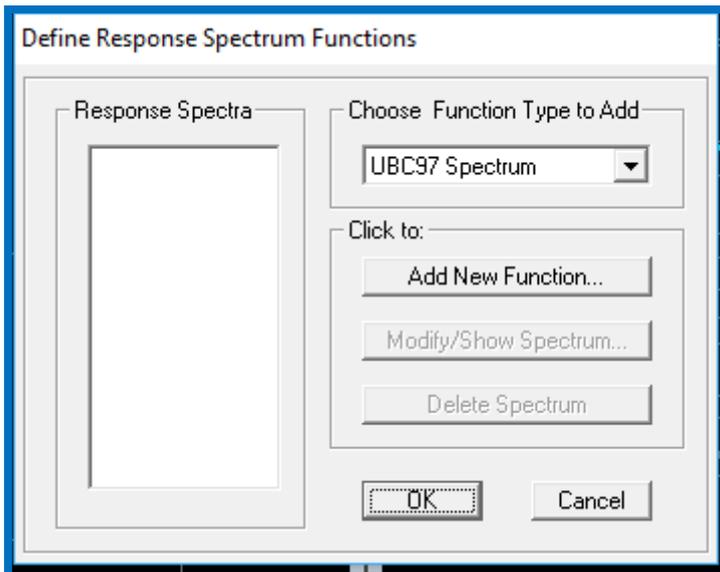




**Étape 07 : Définition de la charge sismique E.**

Consiste à définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur

**Define** → **Reponses spectrum** case au bien



➤ **Définition de la masse sismique**  .

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99version 2003})$$

Avec :

W : poids dû aux charges permanentes

W<sub>i</sub> : poids de l'étage i

W<sub>Gi</sub> : Poids dû aux charges permanentes

W<sub>Qi</sub> : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

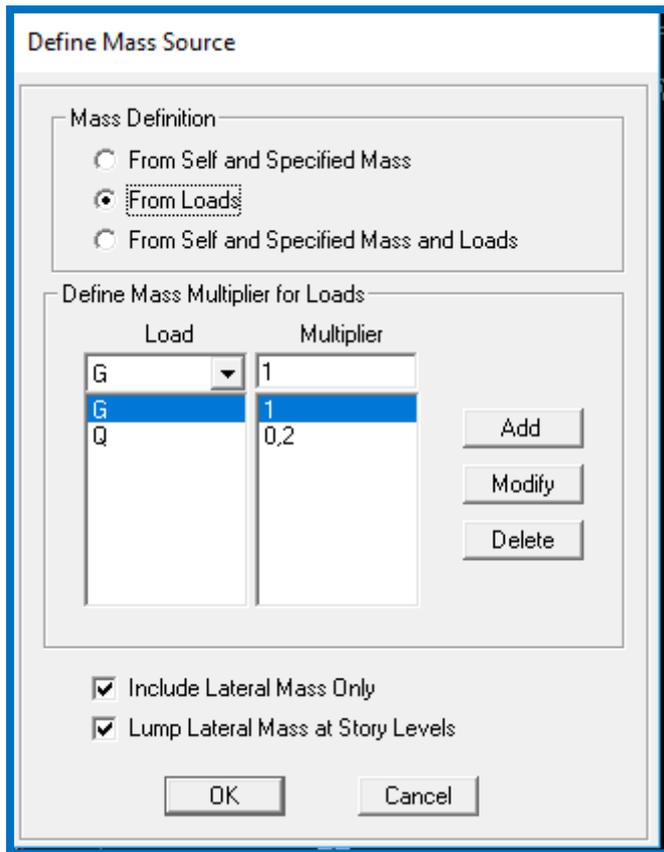
Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas l'ouvrage est a usage d'habitation donc β =0.2

On introduit ces masses dans ETABS en passe par si étape

**Define** → **Masse source** → **from Self and Specified Masse and Loads**



➤ Attribution des diaphragmes au déférent plancher du modèle :

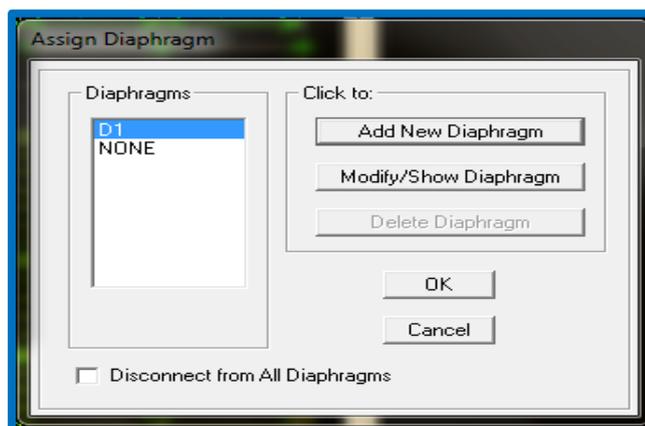
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par ETABS. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

**Set Plain View** → **STORY 1** → **OK**

Sélections de la vues en plan du premier étage

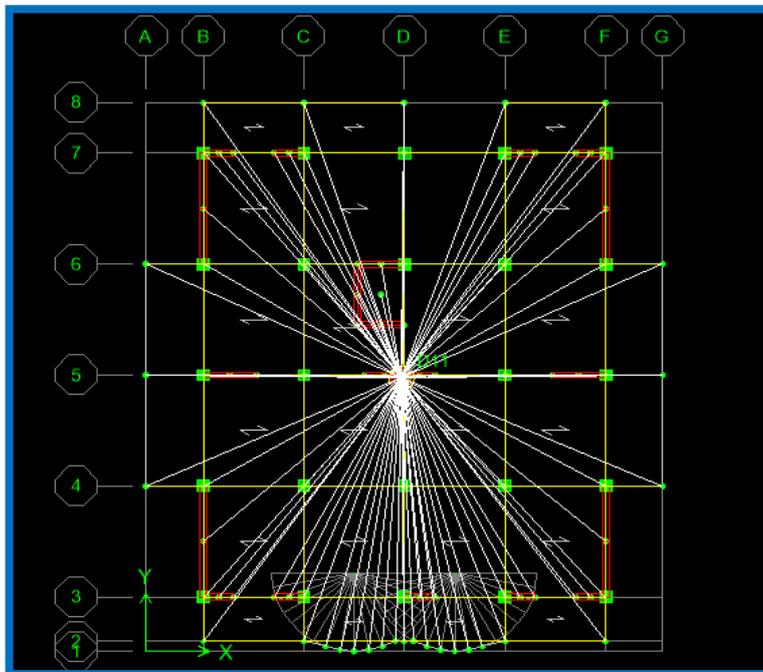
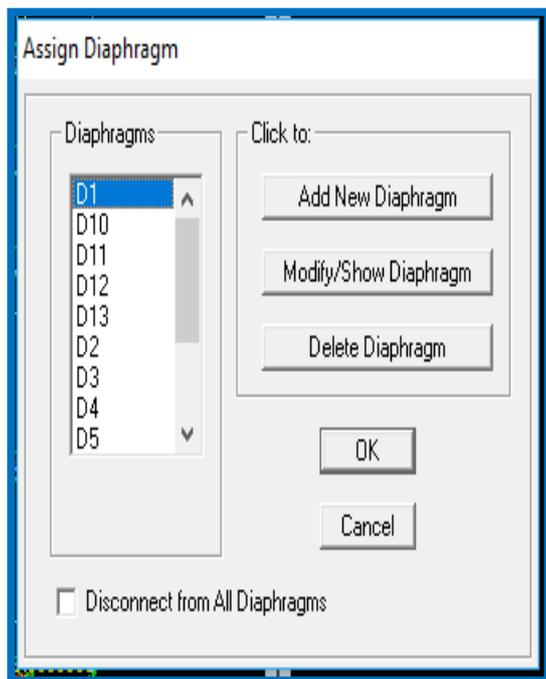
**Define** → **Diaphragm** → **OK**

Le premier diaphragme apparaît alors



Avec la même façon on réalise les diaphragme qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur

**Add New Diaphragm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers



**Étapes 08 : Chargement des éléments :**

Terrasse }  $G=5.68\text{KN/m}^2$   
 $h=3.06$  }  $Q=1\text{KN/m}^2$

Etage }  $G=5.16\text{KN/m}^2$   
 $h=3.06$  }  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

RDC }  $G=5.16\text{KN/m}^2$   
 $h=4.05$  }  $Q=3.5\text{KN/m}^2$

Etage de service }  $G=5.16\text{KN/m}^2$   
 $h=3.5$  }  $Q=2.5\text{KN/m}^2$

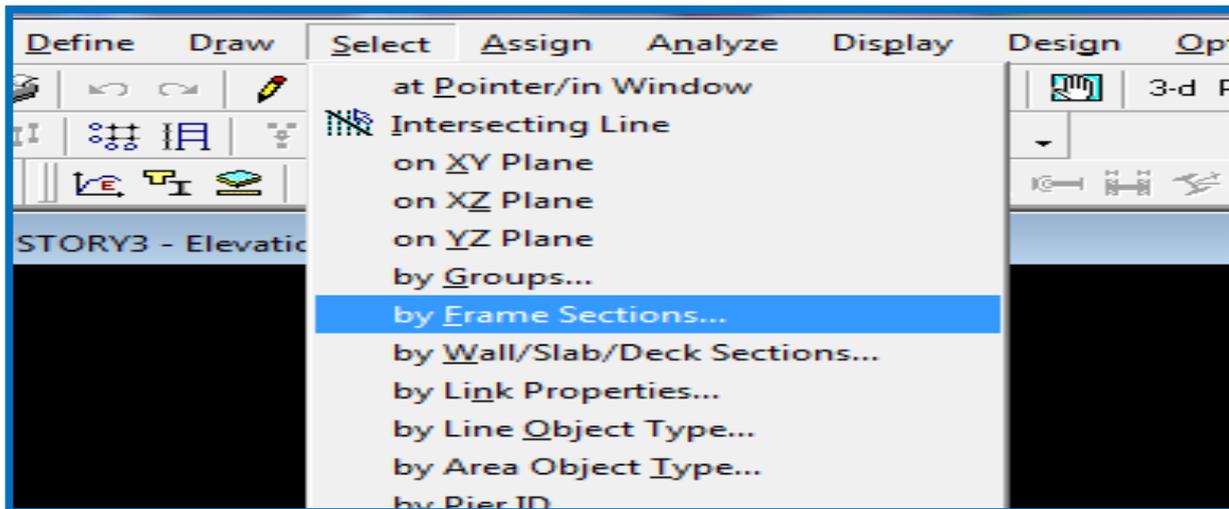
**Par la méthode du bardage :**

➤ Dalle plane  $G_t=5.27\text{KN/m}^2$  et  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

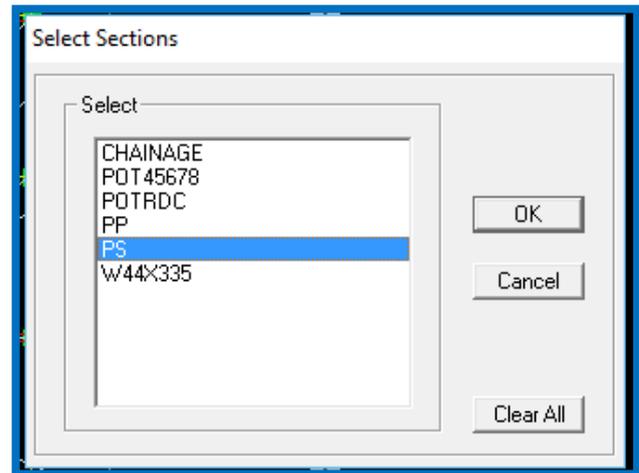
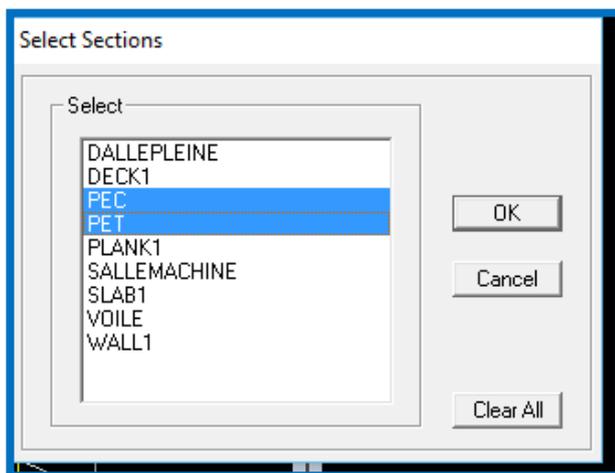
$$g = G - (e \times 25) = 5.27 - (0.20 \times 25) = 0.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

*Pour le chargement des planchers nous allons faire la sélection les planchers et poutres secondaires*



On sélection les poutres secondaire est les poutrelles puis OK

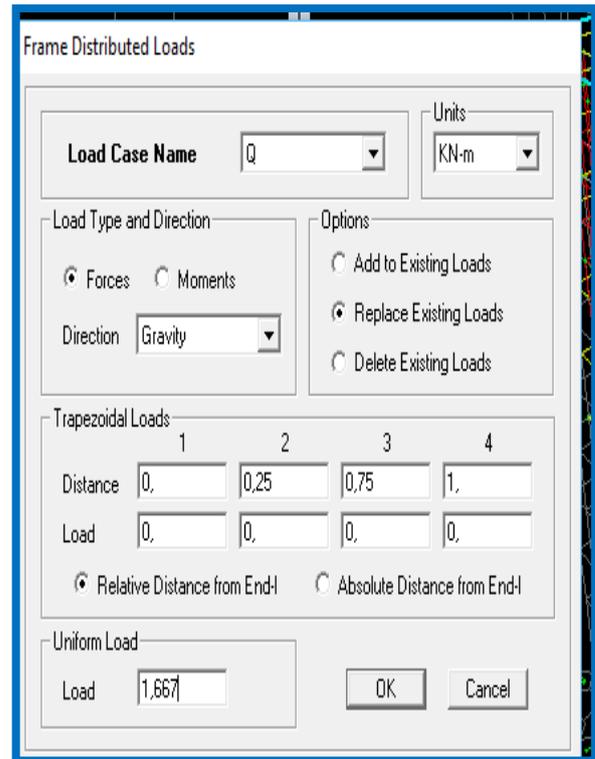
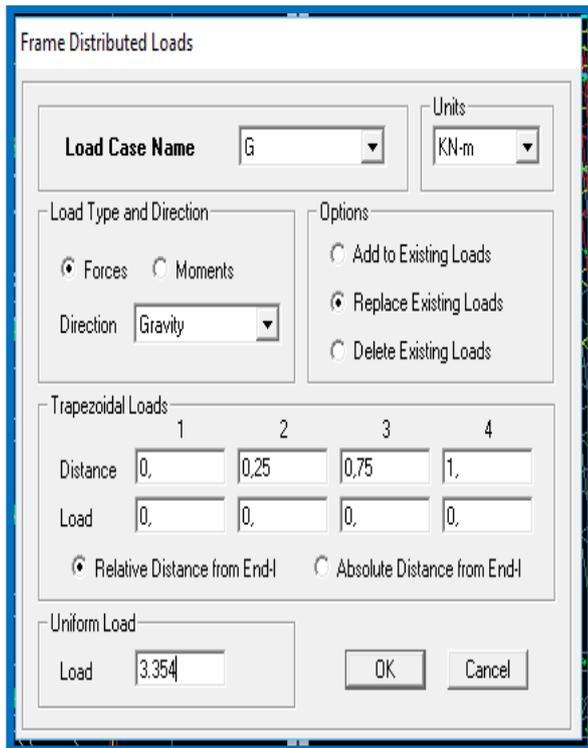


On sélection la vue en plan de l'étage à charger

Assign → Areas loads → Frame/line loads → Distributed

Ou bien on clique sur l'icone 

Et on introduit les valeurs des charge et surcharge de **poutre secondaire** avec (DEAD=G) et (LIVE=Q)



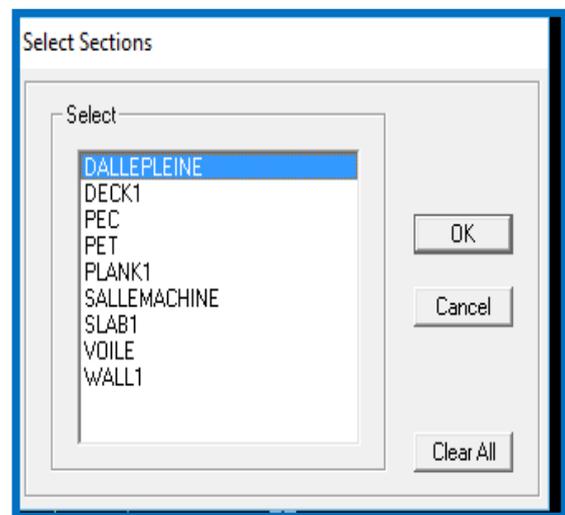
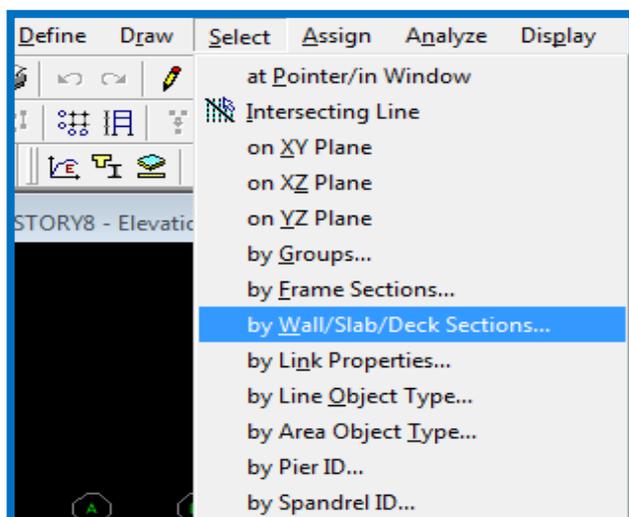
**✚ Pour charger les planchers :**

Assign → Shell/area /loads → Uniform

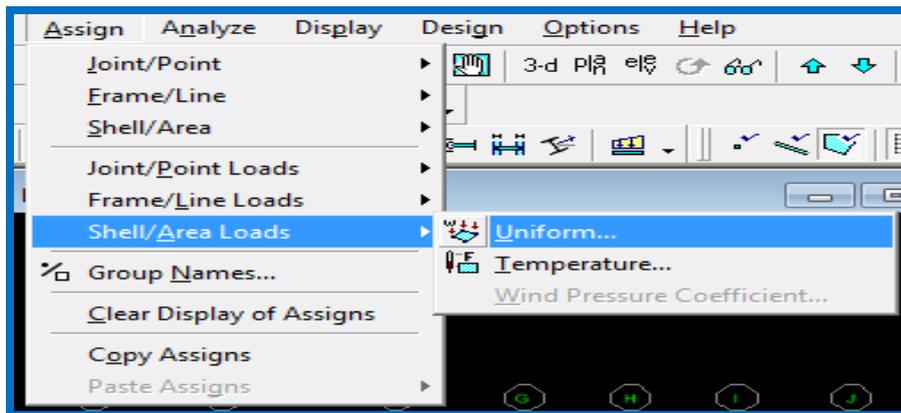
Ou bien avec l'icone

**Pour le chargement des dalles planes, nous allons les sélectionner comme suit**

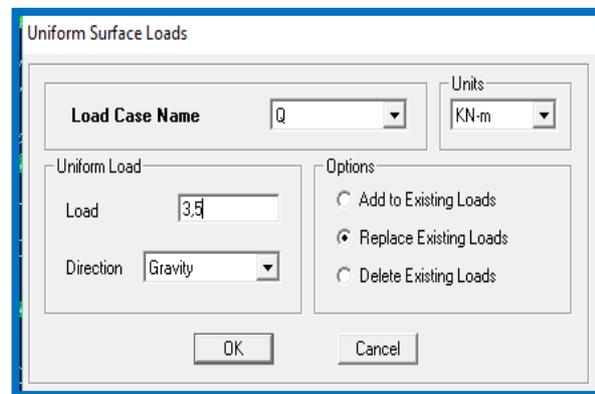
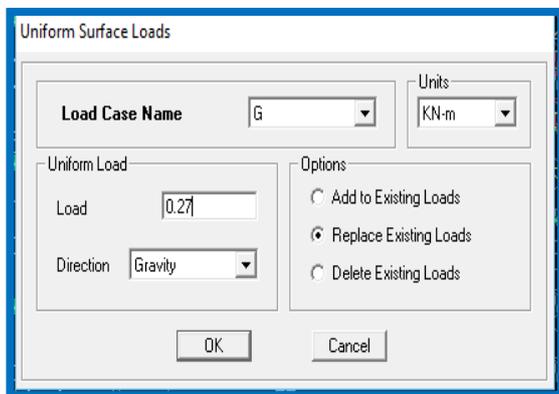
Select → by Wall/Slab/Deck Sections, on selection Dalle plane et on valide



Assign → Shell/Area Loads → Uniform



Et on introduit les valeurs des charges et surcharge de la dalle plane



Étape 09 : introduction des combinaisons d'actions :

◆ **Combinaisons aux états limites :**

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

◆ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

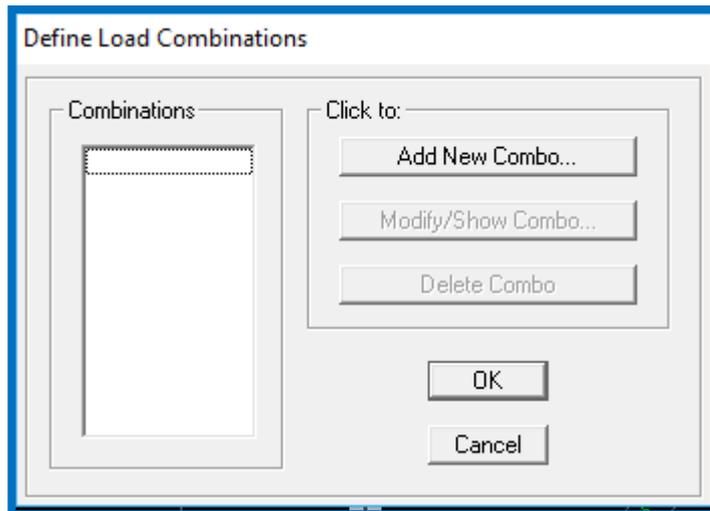
GQE :  $G+Q\pm E$

08GE :  $0.8G\pm E$

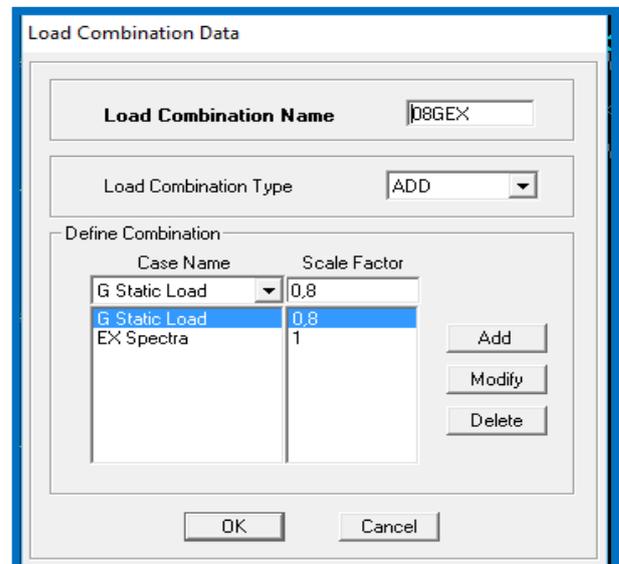
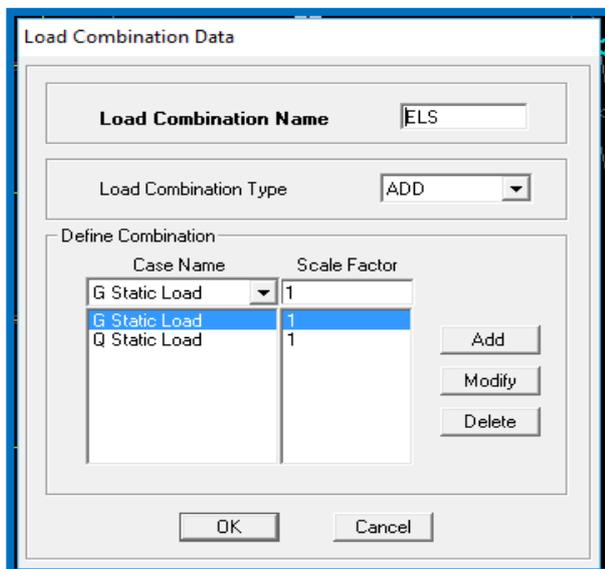
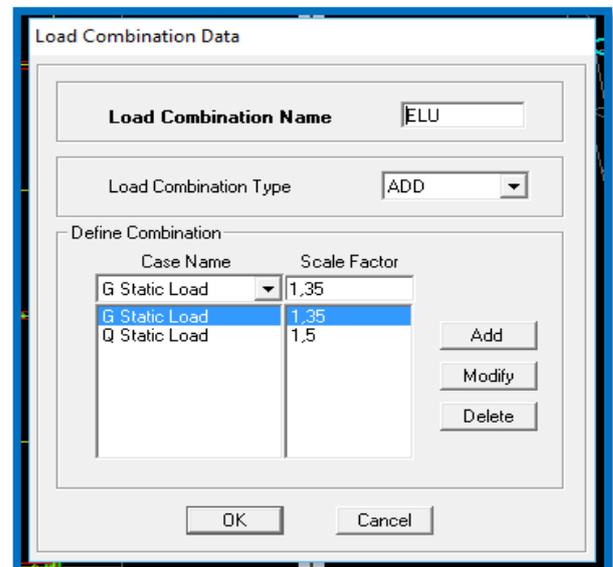
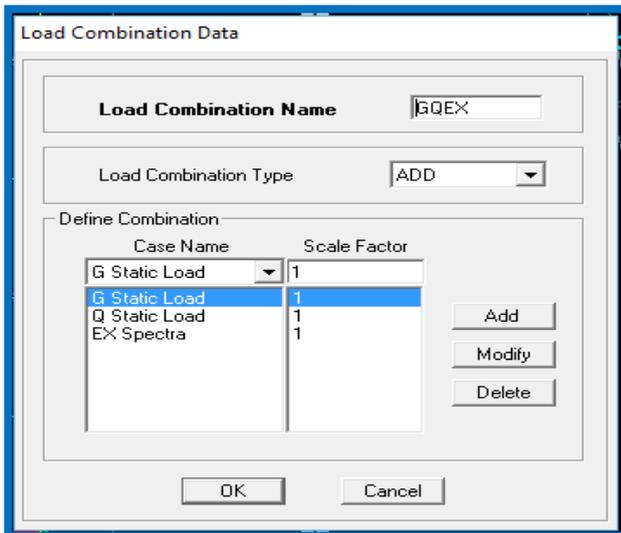
Pour les introduire don le logiciel on suit cette enchainement comme suite :

Define → Load combinations → Add New Combo

On aura la fenêtre suivent puis on clique sur Add New Combo



On introduit les non des combinaisons et le facteur multiplicateur



**V.1- Introduction :**

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements.
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. L'effort normal réduit.

**V.2- Méthodes de calcul :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut-être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.

**V.3- Conditions d'application de la méthode statique équivalente :****a) Condition sur la hauteur :**

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas

65m en zone I II<sub>a</sub> II<sub>b</sub>

30m en zone III

**b) Condition sur la configuration :**

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments réguliers en plan et en élévation

**c) Condition complémentaire :**

On zone II<sub>a</sub> II<sub>b</sub>

Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec  $H < 23$  m

Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec  $H < 17$  m

Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec  $H < 10$  m

La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{15.40}{17} = 0.91 < 4$$

Vu que la condition complémentaire n'ai pas vérifiée  $H = 32.63 \text{ m} > 23 \text{ m}$ .

Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

**V.4- Spectre de réponse de calcul.**

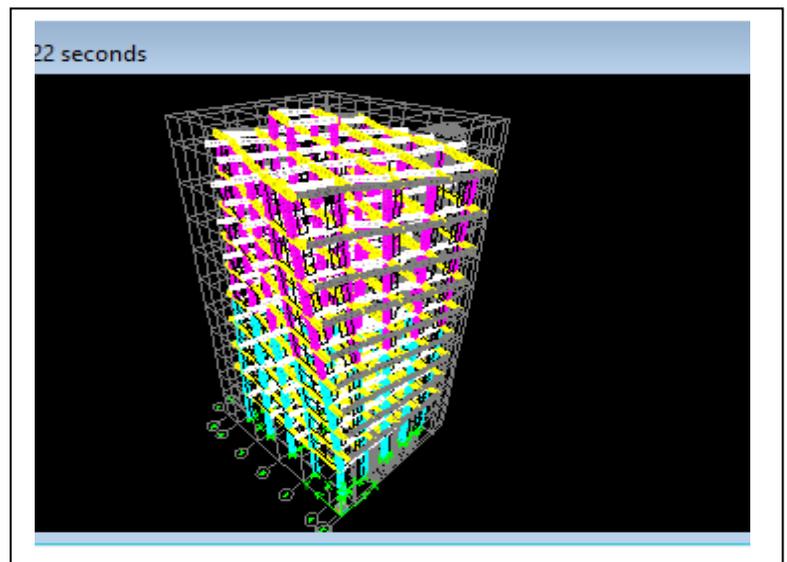
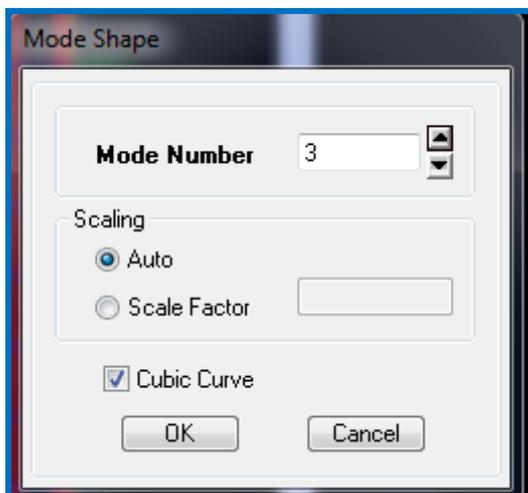
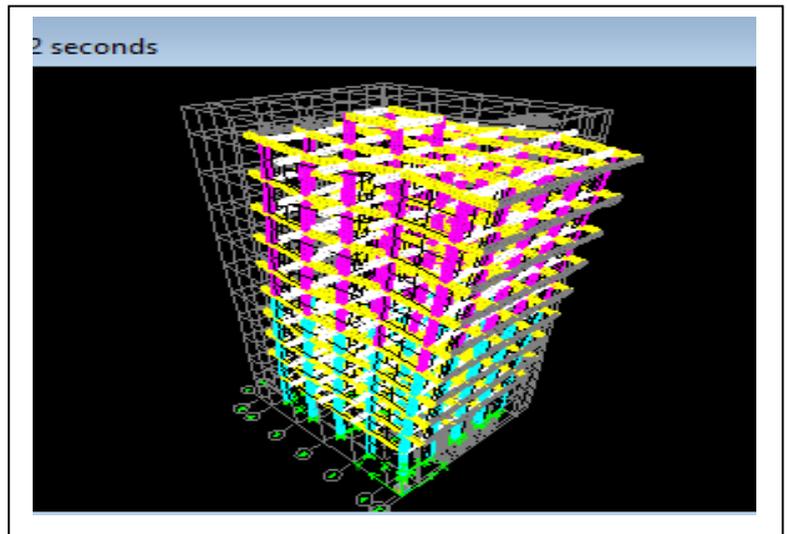
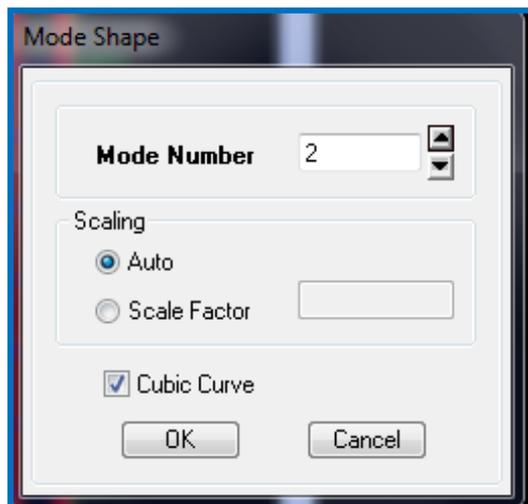
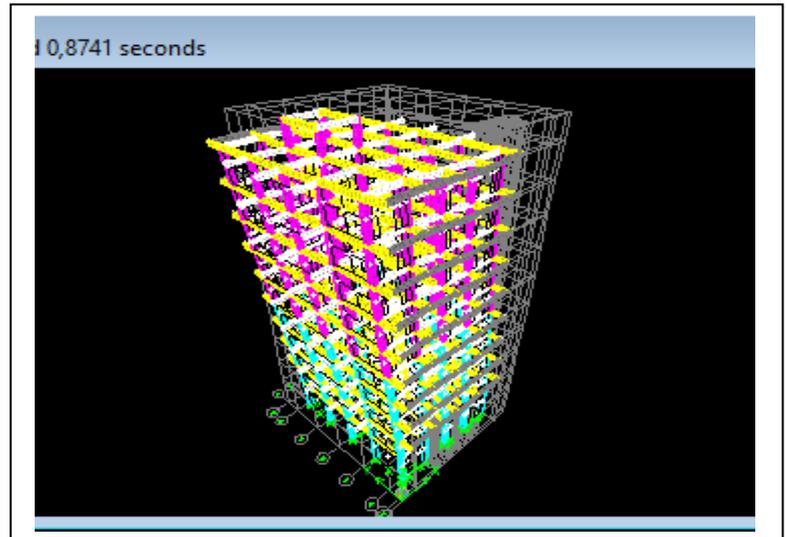
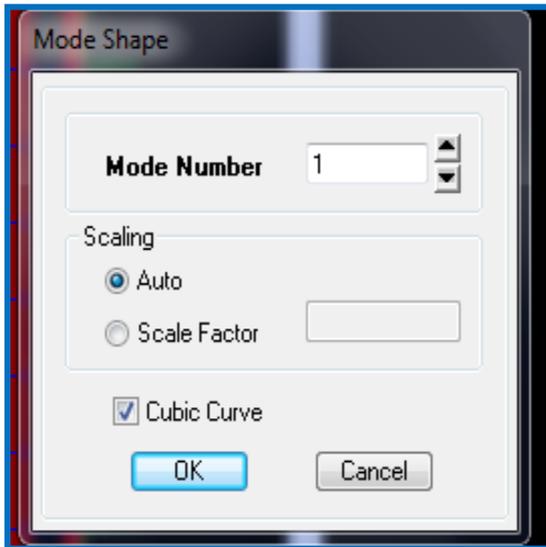
Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement  $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$
- R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.

Display → Show Mode Shape



1) Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale T de la structure peut être estimée de la formule :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivante :  $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$  (4-6 RPA2003)

Avec :

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

$C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné le tableau 4.6 (RPA99 Version 2003).

Contreventement mixte  $C_t=0.05$ .

$$T = 0.05 \times 32.03^{\frac{3}{4}} = 0.673 \text{ s}$$

On doit vérifier que :  $T_{\text{empirique}} \times 1.3 \geq T_{\text{ETABS}}$

✓ Détermination de la période par ETABS :

Display → Show tables → Modal information → Building modal information  
 → Table : modal participation ratios → OK

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,872308	76,9176	0,1586	0,0000	76,9176	0,1586	0,0000	0,217
2	0,677699	0,1774	70,4894	0,0000	77,0950	70,6479	0,0000	97,73
3	0,567806	0,0000	0,3836	0,0000	77,0950	71,0315	0,0000	0,510
4	0,250293	13,2906	0,0131	0,0000	90,3856	71,0446	0,0000	0,002
5	0,154794	0,0088	17,7925	0,0000	90,3944	88,8370	0,0000	1,211
6	0,142926	0,0090	0,5272	0,0000	90,4033	89,3643	0,0000	0,033
7	0,118971	4,4124	0,0067	0,0000	94,8158	89,3710	0,0000	0,000
8	0,070131	2,0867	0,0026	0,0000	96,9025	89,3736	0,0000	0,000
9	0,065818	0,0055	5,2886	0,0000	96,9080	94,6622	0,0000	0,216
10	0,063499	0,0472	0,4776	0,0000	96,9552	95,1397	0,0000	0,018
11	0,052294	0,2102	0,0000	0,0000	97,1655	95,1397	0,0000	0,000
12	0,047602	0,3749	0,0000	0,0000	97,5403	95,1398	0,0000	0,000
13	0,045978	0,0006	0,4085	0,0000	97,5409	95,5483	0,0000	0,006
14	0,043584	0,8144	0,0000	0,0000	98,3554	95,5483	0,0000	0,000
15	0,037419	0,0033	0,2086	0,0000	98,3586	95,7569	0,0000	0,002
16	0,037235	0,0000	1,9452	0,0000	98,3587	97,7020	0,0000	0,029
17	0,032510	0,8208	0,0001	0,0000	99,1795	97,7021	0,0000	0,000
18	0,026222	0,0110	0,7481	0,0000	99,1805	98,4502	0,0000	0,008

$T_{\text{empirique}} \times 1.3 = 0.673 \times 1.3 = 0.875 \text{ s} \geq T_{\text{ETABS}} = 0.872 \text{ s} \rightarrow$  Condition vérifiée

**2) Condition sur l'excentricité**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 5% de la dimension du bâtiment.

- $e_x = |X_T - X_G| \leq 5\%l_x$
- $e_y = |y_T - y_G| \leq 5\%l_y$

$l_x = 12.40 \text{ m}$

$l_y = 14.40 \text{ m}$

Le logiciel nous donne le centre de masse et de torsion pour chaque niveau :

Etage	Diaphragme	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-XCR
RDC	D2	7,695	8,885	7,606	9,092	0,089	-0,207
Etage service	D3	7,677	8,626	7,713	9,148	-0,036	-0,522
Etage 1	D4	7,675	8,623	7,767	9,061	-0,092	-0,438
Etage2	D5	7,675	8,623	7,796	8,953	-0,121	-0,33
Etage 3	D6	7,675	8,622	7,813	8,853	-0,138	-0,231
Etage 4	D7	7,674	8,62	7,821	8,761	-0,147	-0,141
Etage 5	D8	7,674	8,62	7,825	8,678	-0,151	-0,058
Etage 6	D9	7,674	8,62	7,827	8,605	-0,153	0,015
Etage 7	D10	7,674	8,62	7,828	8,541	-0,154	0,079
Etage 8	D11	7,653	8,6	7,831	8,49	-0,178	0,11
Salle machine	D13	6,2	10,46	6,513	10,279	-0,313	0,181

5%Lx= 0.62	5%Ly=0.72
<b>CV</b>	<b>CV</b>

$5\% l_x = 0.05 \times 12.40 = 0.62$

$5\% l_y = 0.05 \times 14.40 = 0.72$

**3) Vérification du nombre de mode :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,872308	76,9176	0,1586	0,0000	76,9176	0,1586	0,0000	0,217
2	0,677699	0,1774	70,4894	0,0000	77,0950	70,6479	0,0000	97,73
3	0,567806	0,0000	0,3836	0,0000	77,0950	71,0315	0,0000	0,510
4	0,250293	13,2906	0,0131	0,0000	90,3856	71,0446	0,0000	0,002
5	0,154794	0,0088	17,7925	0,0000	90,3944	88,8370	0,0000	1,211
6	0,142926	0,0090	0,5272	0,0000	90,4033	89,3643	0,0000	0,033
7	0,118971	4,4124	0,0067	0,0000	94,8158	89,3710	0,0000	0,000
8	0,070131	2,0867	0,0026	0,0000	96,9025	89,3736	0,0000	0,000
9	0,065818	0,0055	5,2886	0,0000	96,9080	94,6622	0,0000	0,216
10	0,063499	0,0472	0,4776	0,0000	96,9552	95,1397	0,0000	0,018
11	0,052294	0,2102	0,0000	0,0000	97,1655	95,1397	0,0000	0,000
12	0,047602	0,3749	0,0000	0,0000	97,5403	95,1398	0,0000	0,000
13	0,045978	0,0006	0,4085	0,0000	97,5409	95,5483	0,0000	0,006
14	0,043584	0,8144	0,0000	0,0000	98,3554	95,5483	0,0000	0,000
15	0,037419	0,0033	0,2086	0,0000	98,3586	95,7569	0,0000	0,002
16	0,037235	0,0000	1,9452	0,0000	98,3587	97,7020	0,0000	0,029
17	0,032510	0,8208	0,0001	0,0000	99,1795	97,7021	0,0000	0,000
18	0,028222	0,0110	0,7481	0,0000	98,1805	88,4502	0,0000	0,008

Table: Modal Participation Masse

On retient donc 9 modes

4) Vérification l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

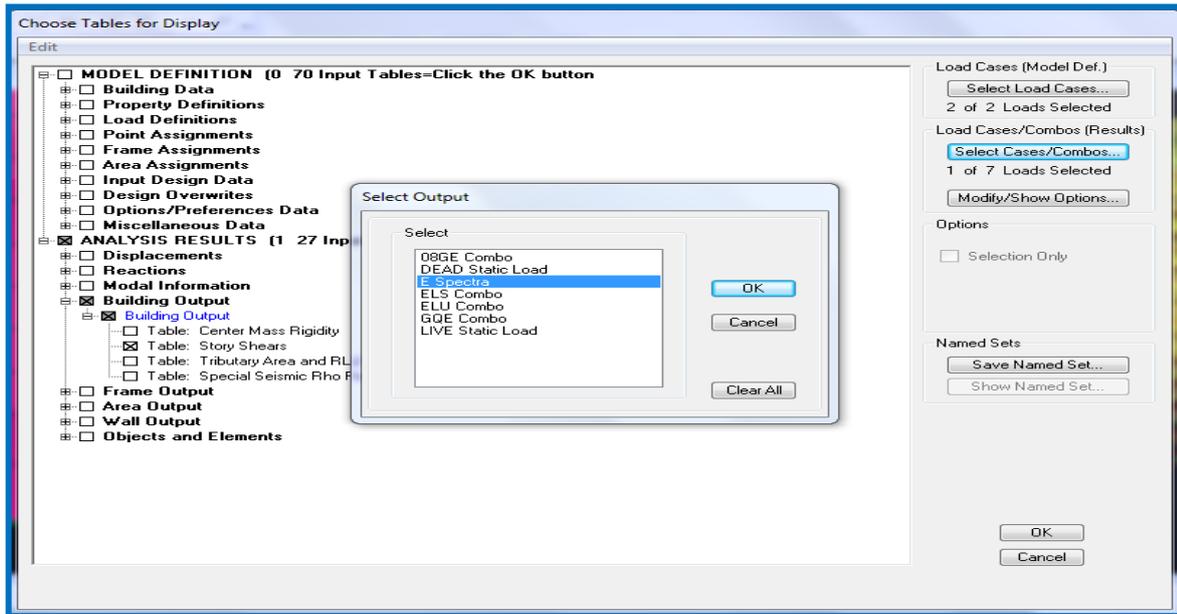
$$V_{base.MS} \geq 80\%V_{base.MAMS}$$

La fore sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a)  $V_{base.MS}$  :

L'effort tranche sous E

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → E spectra +OK



Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY12	POIDS	Top	87,17	0,00	0,00	0,000	911,746	-540,4
	STORY12	POIDS	Bottom	105,54	0,00	0,00	0,000	1103,948	-654,3
	STORY11	POIDS	Top	135,71	0,00	0,00	0,000	1443,313	-865,5
	STORY11	POIDS	Bottom	153,63	0,00	0,00	0,000	1640,131	-982,7
	STORY10	POIDS	Top	1778,30	0,00	0,00	0,000	15349,016	-13360,
	STORY10	POIDS	Bottom	2526,97	0,00	0,00	0,000	21892,686	-19159,
	STORY9	POIDS	Top	4073,08	0,00	0,00	0,000	34954,175	-30940,
	STORY9	POIDS	Bottom	4821,75	0,00	0,00	0,000	41497,846	-36739,
	STORY8	POIDS	Top	6367,87	0,00	0,00	0,000	54559,335	-48521,
	STORY8	POIDS	Bottom	7116,53	0,00	0,00	0,000	61103,005	-54320,
	STORY7	POIDS	Top	8662,65	0,00	0,00	0,000	74164,495	-66102,
	STORY7	POIDS	Bottom	9411,32	0,00	0,00	0,000	80708,165	-71901,
	STORY6	POIDS	Top	10957,44	0,00	0,00	0,000	93769,654	-83682,
	STORY6	POIDS	Bottom	11706,10	0,00	0,00	0,000	100313,325	-89481,
	STORY5	POIDS	Top	13252,22	0,00	0,00	0,000	113374,814	-101263
	STORY5	POIDS	Bottom	14072,61	0,00	0,00	0,000	120543,155	-107614
	STORY4	POIDS	Top	15618,72	0,00	0,00	0,000	133604,644	-119396,
	STORY4	POIDS	Bottom	16439,11	0,00	0,00	0,000	140772,985	-125747,

OK

Story	VX(KN)	VY(KN)
STORY 1	1117.11	1225.24

b)  $V_{base.MAMS}$

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{\text{base.MAMS}} = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (4.1 \text{ RPA99})$$

➤ A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \Pi_a \end{array} \right\} A=0.15$$

➤ D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement  $\xi$  et de la période  $T_2$  associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

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

Avec :

$\eta$ :facteur de correction d'amortissement

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

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

**Remarque :**

Pour notre cas, nous avons une structure mixte, or comme indique le tableau Suivant du RPA 99modifié 2003 qui représente les valeurs de  $\xi$  pour chaque structure

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

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur  $\xi$  pour une structure mixte. Cependant, on a adopté suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante  $\xi = 8.5\%$  qui est la moyenne entre les deux valeurs  $\xi = 7$  (portique en béton armé) et  $\xi = 10$  (structure en voiles) Ce qui implique que  $\eta = 0,82$ .

➤  $T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S2
$T_2$ (s)	0.4

➤ Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent :  $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$  (4-6 RPA2003)

Avec :

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_n = 32.03m$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99)  $C_T = 0.05$

Donc  $T = 0.05 \times 32.03^{\frac{3}{4}} = 0. \approx 0.673 S$

Donc la valeur de D  $T_2 = 0.4S < T = 0.673 < 3S$

Donc la valeur de D est :  $D = 1.682$

➤ R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour le système mixte  $R=5$

$$V_{base\ MAMS} = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.682 \times 1.15}{5} W = \mathbf{0.058W}$$

Avec:  $W = 23429.78\ KN$

$$V_{base\ MAMS} = 0.058 \times 23429.78 = 1358.93\ KN$$

**Vérification :**

$V_x (MS) = 1117.11\ KN > 80\% V_x = 1087.17$

$V_y (MS) = 1225.24\ KN > 80\% V_y = 1087.17$

} .....Condition vérifiée

**5) Vérification des déplacements :**

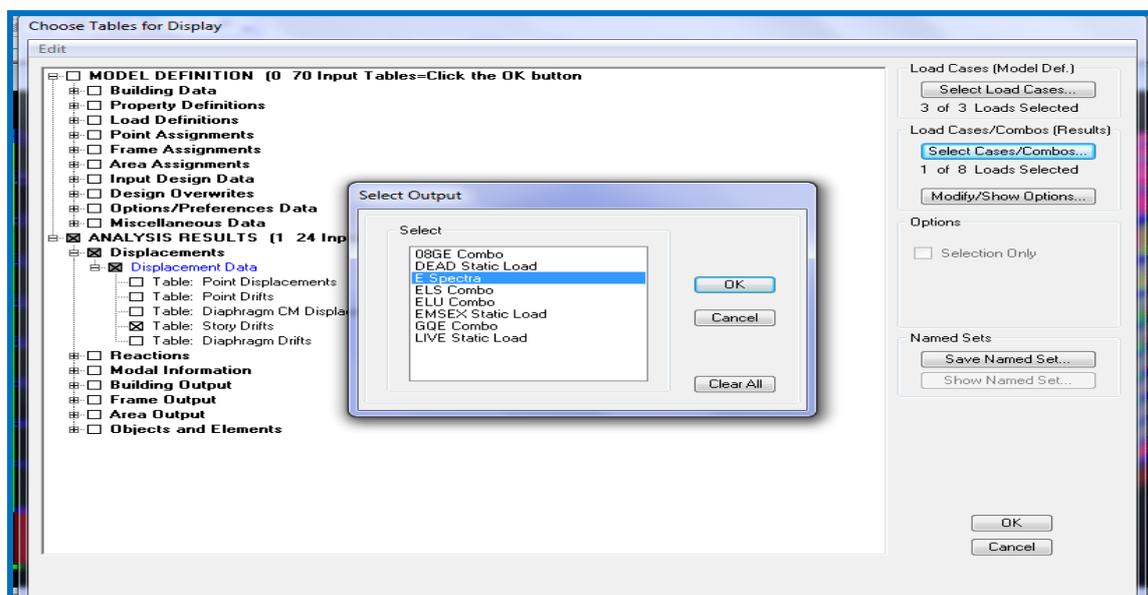
Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

$$\delta_{K-1} - \delta_K \leq 1\ \% \ h \text{ (hauteur de l'Etage courant)} \quad (4-19\ RPA99\ VERSION\ 2003)$$

$\delta_K$ : Déplacement du aux forces sismique

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display → Show Tables



Suivant X :

Etage	Diaphragm	Load	R	UX(m)	$R\delta_K - R\delta_{K-1}$
Etage 8	D11	EX	5	0,0161	0,0055
Etage 7	D10	EX	5	0,015	0,007
Etage6	D9	EX	5	0,0136	0,0075
Etage 5	D8	EX	5	0,0121	0,0085
Etage 4	D7	EX	5	0,0104	0,0095
Etage 3	D6	EX	5	0,0085	0,0095
Etage 2	D5	EX	5	0,0066	0,0095
Etage 1	D4	EX	5	0,0047	0,0095
Etage de service	D3	EX	5	0,0028	0,009
RDC	D2	EX	5	0,001	0,005

$$1\% \text{ h (hauteur de l'Etage courant)} = 0.01 \times 3.06 = 0.031$$

$$1\% \text{ h (hauteur de l'Etage de service)} = 0.01 \times 3.5 = 0.035$$

$$1\% \text{ h (hauteur de l'Etage RDC)} = 0.01 \times 4.05 = 0.00405$$

Suivant Y :

Etage	Diaphragm	Load	R	UY(m)	$R\delta_K - R\delta_{K-1}$
Etage 8	D11	EY	5	0,0121	0,007
Etage 7	D10	EY	5	0,0107	0,007
Etage6	D9	EY	5	0,0093	0,007
Etage 5	D8	EY	5	0,0079	0,0069
Etage 4	D7	EY	5	0,0064	0,0067
Etage 3	D6	EY	5	0,005	0,0065
Etage 2	D5	EY	5	0,0037	0,0065
Etage 1	D4	EY	5	0,0024	0,005
Etage de service	D3	EY	5	0,0014	0,0045
RDC	D2	EY	5	0,0005	0,0025

$$1\% \text{ h (hauteur de l'Etage courant)} = 0.01 \times 3.06 = 0.031$$

$$1\% \text{ h (hauteur de l'Etage de service)} = 0.01 \times 3.5 = 0.035$$

$$1\% \text{ h (hauteur de l'Etage RDC)} = 0.01 \times 4.05 = 0.00405$$

Vérification du déplacement maximal :  $\delta_{max} \leq \frac{Ht}{500}$

$$\delta_{max} = 0.0095 \leq \frac{32.03}{500} 0.064$$

**Conclusion :** le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié

6) Vérification de l'effet P- Δ :

Il faut calculer le coefficient  $\theta = \frac{\Delta \times p}{h \times v}$  (5.9 RPA99 Version 2003)

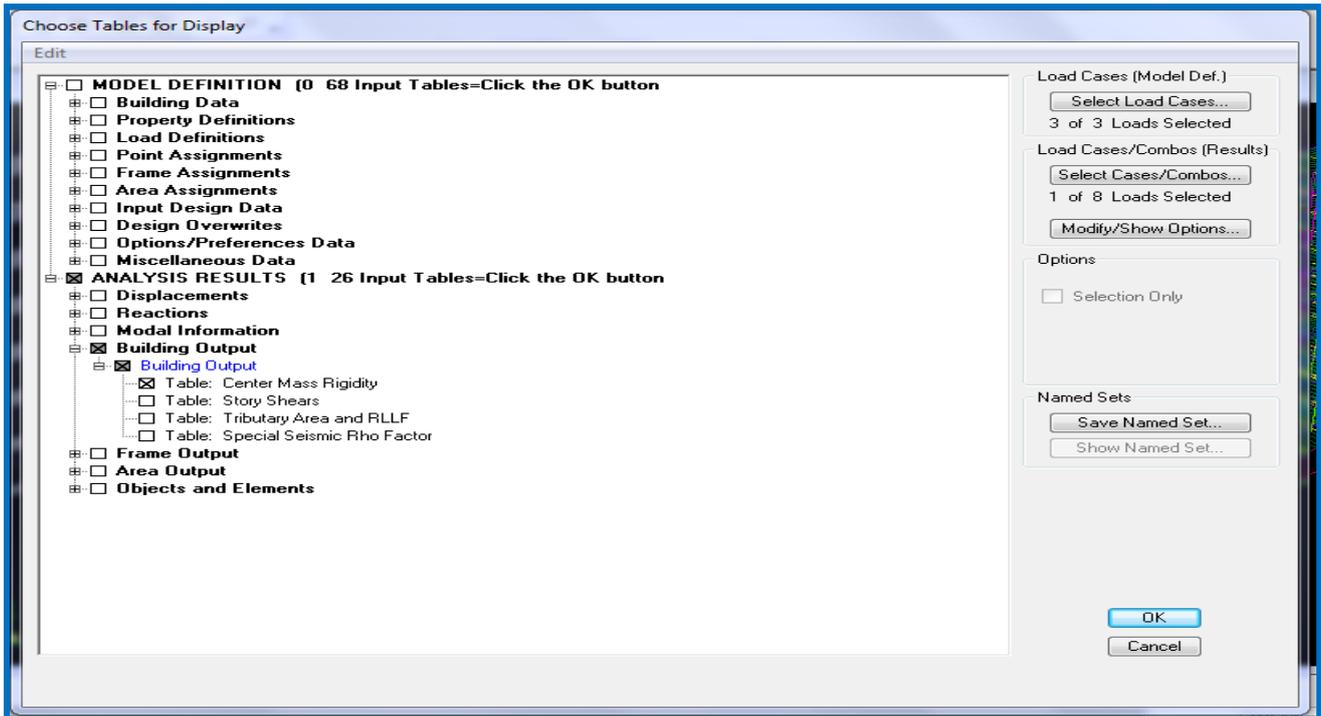
- Si  $\theta_k < 0,10$  : l'effet de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

P: poids total de la structure

V: effort tranchant à l'étage considéré

H : hauteur de l'étage.

Δ : le déplacement



Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	STORY1	D2	197,6745	197,6745	7,635	8,934	197,6745	197,6745	7,635
	STORY2	D3	232,1575	232,1575	7,629	8,609	232,1575	232,1575	7,629
	STORY3	D4	232,1575	232,1575	7,629	8,609	232,1575	232,1575	7,629
	STORY4	D5	232,1575	232,1575	7,629	8,609	232,1575	232,1575	7,629
	STORY5	D6	228,5009	228,5009	7,628	8,608	228,5009	228,5009	7,628
	STORY6	D7	225,3987	225,3987	7,627	8,606	225,3987	225,3987	7,627
	STORY7	D8	225,3987	225,3987	7,627	8,606	225,3987	225,3987	7,627
	STORY8	D9	225,3987	225,3987	7,627	8,606	225,3987	225,3987	7,627
	STORY9	D10	225,3987	225,3987	7,627	8,606	225,3987	225,3987	7,627
	STORY10	D11	200,4610	200,4610	7,612	8,610	200,4610	200,4610	7,612
	STORY11	D12	9,8163	9,8163	6,200	10,460	9,8163	9,8163	6,200

Center Mass Rigidity

◀ ▶ ⏪ ⏩ [OK]

✓ *Suivant le sens X:*

Poids	dépl X	VX	he	$\theta$	Résultats
2373,34	0,0055	226,72	3,06	0,01881531	Condition Vérifiée
2294,78	0,007	406,97	3,06	0,01289898	Condition Vérifiée
2294,78	0,0075	559,32	3,06	0,01005589	Condition Vérifiée
2294,79	0,0085	689,53	3,06	0,00924458	Condition Vérifiée
2294,78	0,0095	800,94	3,06	0,00889494	Condition Vérifiée
2366,51	0,0095	898	3,06	0,00818152	Condition Vérifiée
2366,5	0,0095	981,4	3,06	0,00748622	Condition Vérifiée
2366,5	0,0095	1048,37	3,06	0,007008	Condition Vérifiée
2484,47	0,009	1099,31	3,5	0,0058115	Condition Vérifiée
2139,7	0,005	1123,21	4,05	0,00235184	Condition Vérifiée

✓ *Suivant le sens Y:*

Poids	dépl Y	VY	he	$\theta$	Résultats
48,09	0,003	20,15	1,5	0,0047732	Condition Vérifiée
48,09	0,0025	25,36	0,5	0,00948147	Condition Vérifiée
2373,34	0,007	279,15	3,06	0,01944907	Condition Vérifiée
2294,78	0,007	488,42	3,06	0,01074792	Condition Vérifiée
2294,78	0,007	654,42	3,06	0,0080216	Condition Vérifiée
2294,79	0,0075	796,34	3,06	0,00706292	Condition Vérifiée
2294,78	0,007	917,11	3,06	0,00572396	Condition Vérifiée
2366,51	0,0065	1017,7	3,06	0,00493947	Condition Vérifiée
2366,5	0,0065	1099,8	3,06	0,00457072	Condition Vérifiée
2366,5	0,005	1165,59	3,06	0,00331749	Condition Vérifiée
2484,47	0,0045	1219,75	3,5	0,00261883	Condition Vérifiée
2139,7	0,0025	1249,29	4,05	0,00105724	Condition Vérifiée

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

7) *Effort normal réduit :*

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (7.1.3.RPA99 \text{ VERSION } 2003)$$

$B_c$  : section du poteau.

$N_d$  : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G+E et G + Q ± E)**

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{942.75}{0.4 \times 0.4 \times 25000} = 0.23 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**8) Conclusions :**

Par suite des résultats obtenus dans cette étude toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

VI.1- FERRAILLAGE DES POUTRES

**VI.1.1- Introduction :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E

**VI.1.2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone IIa:**

**a) Armature longitudinales (Art 7.5.2.1 /RPA99) :**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% b h en toute section.
- Le pourcentage maximal est de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement

Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal Amin=0.5% b h (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
			Zone de recouvrement Amax= 6% b h	Zone courante Amax= 4% b h
Principales	30x35	5.25	63	42
Secondaires	25x30	3.75	45	30

- La longueur de recouvrement est de 40∅ (Zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets de 90°.

**b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99) :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003. S_t. b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi ; 30 \right)$

En zone de recouvrement  $S'_t \leq \frac{h}{2}$

Avec :

$\phi$  : le plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé

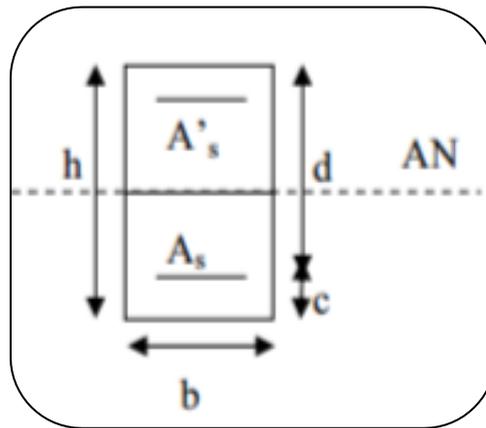
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.1.3- Procédure du calcul :**

Dans le cas d'une flexion simple, la détermination de la section d'armature se fait en suivant les étapes suivantes

$A_s$  : Section d'armatures tendues

$A'_s$  : Section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ( $d = h - c$ ).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

✓ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$M_u$  : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

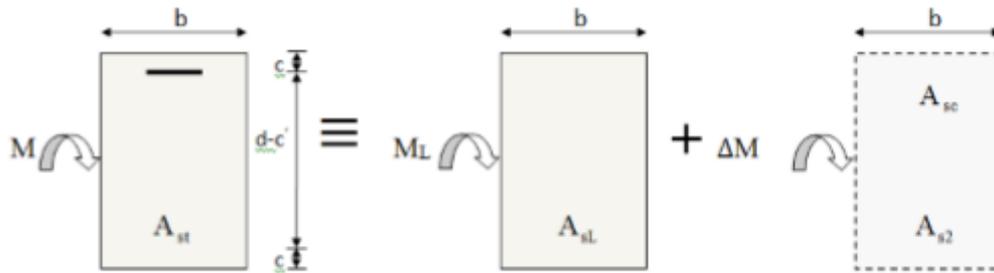
Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « $\mu$ » et « $\mu_1$ » :

✓  $\mu \leq 0.392$  la section est simplement armée (SSA) :

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

✓  $\mu \geq 0.392$  la section est doublement armée (SDA) :



- $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$  avec  $\mu_1 = 0.392$
- $\Delta M = M_u - M_1$
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$
- $A = \frac{M_1}{\beta l d \bar{\sigma}_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \bar{\sigma}_s}$
- $A' = \frac{\Delta M}{(d-c) \bar{\sigma}_s}$

VI.1.4- Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

1. Ferrailage des poutres principales (30x35) cm<sup>2</sup> :

Zone	Localisation	Combinaison	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	Obser	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Travée	ELU	31.379	0.068	SSA	0.965	2.83	3HA12 + 2HA12 = 5.65
	Appuis	G+Q±E	48.864	0.105		0.9445	4.5	3HA12+3HA12 = 6.78
Zone II	travée	ELU	30.433	0.066		0.966	2.74	3HA12+2HA12= 5.65
	Appuis	G+Q±E	51.943	0.112		0.940	4.81	3HA12+3HA12 =6.78

Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales :

$$M_u = 31.379 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.379 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.068$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.068 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.068 \longrightarrow \beta = 0.965 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ Armatures principales:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.379 \times 10^6}{0.965 \times 330 \times 348} = 283 \text{ mm}^2 = 2.83 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$  cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$  autre cas

$$A_u = 2.83 \text{ cm}^2$$

Soit : A<sub>adopté</sub> : 3HA12 + 2HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>.

2. Ferrailage des poutres secondaires (25x30) cm<sup>2</sup>:

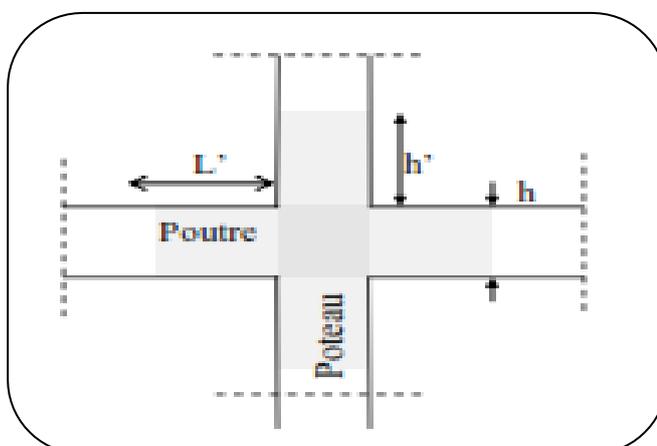
Zone	Localisation	Combinaison	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	Observ	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Travée	ELU	31.536	0.113	SSA	0.9395	3.45	3HA14= 4.62
	Appuis	G+Q±E	33.07	0.118		0.937	3.62	3HA14=4.62
Zone II	travée	ELU	32.029	0.115		0.9385	3.5	3HA14=4.62
	Appuis	G+Q±E	33.479	0.120		0.936	3.67	3HA14=4.62

VI.1.5- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99) :

Poutre	L'espaceur maximum		La quantité d'armatures transversales minimales A <sub>t</sub> =0,003. S <sub>t</sub> . b ( cm <sup>2</sup> )	
	Zone nodale $S_t \leq \min (\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30)$	Zone de recouvrement $S'_t \leq \frac{h}{2}$	Zone nodale	Zone de recouvrement
principales (30x35) cm <sup>2</sup>	$S_t \leq \min (8.75 ; 16.8 ; 30)$ <b>S<sub>t</sub>=7cm</b>	$S'_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$ <b>S'<sub>t</sub> = 15cm</b>	A <sub>t</sub> =0,003x 7x30=0.63 Soit : A <sub>t</sub> = 4HA8 = 2.01cm <sup>2</sup>	A <sub>t</sub> =0,003x15x30=1.35 Soit: A <sub>t</sub> = 4HA8 = 2.01cm <sup>2</sup>
secondaires (25x30) cm <sup>2</sup>	$S_t \leq \min (7.5 ; 16.8 ; 30)$ <b>S<sub>t</sub>=7cm</b>	$S'_t \leq \frac{30}{2}$ <b>S'<sub>t</sub> = 15cm</b>	A <sub>t</sub> =0,003x7x25=0.52 Soit: A <sub>t</sub> = 4HA8 = 2.01cm <sup>2</sup>	A <sub>t</sub> =0,003x15x25=1.125 Soit: A <sub>t</sub> = 4HA8= 2.01cm <sup>2</sup>

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ Délimitation de la zone nodale :



Avec :

$$L' = 2h \text{ avec}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.

b1 et h1: dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.

• **Les poutres**

$L' = 2 \times 35 = 70$  cm : poutres principale de (30 x 35)

$L' = 2 \times 30 = 60$  cm : poutres secondaire de (25 x 30)

✓ **Disposition constructives:**

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales :

- à 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

**VI.1.6- Vérification L'ELU :**

**1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

➤ Poutres principales (30x35)  $\text{cm}^2$  :  $A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.20 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

➤ Poutres secondaires (25x30)  $\text{cm}^2$  :  $A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.85 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1) :**

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

➤ Poutres principale (30x35) cm<sup>2</sup> :  $T_u^{max} = 64.17 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{64.17 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.648\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Poutres secondaire (25x30) cm<sup>2</sup> :  $T_u^{max} = 14.74 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{14.74 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.211\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.1.7- Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art 5.1.32) :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9dbf_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principale (30x35) cm<sup>2</sup> :  $T_u^{max} = 64.17 \text{ KN}$

$$T_u = 64.17\text{KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 330 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594\text{KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire (25x30) cm<sup>2</sup> :  $T_u^{max} = 14.74 \text{ KN}$

$$T_u = 14.74 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 280 \times 250 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 420\text{KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI.1.9- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.32/BAEL 91 modifié 2003) :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) > 0$ , on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d})$

D'où  $As \geq \frac{1.15}{f_e} (Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d})$

Si  $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) < 0 \longrightarrow$  La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales :

$$(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \cdot d}) = 64.17 - \frac{51.943}{0,9 \cdot 0,33} = -110.72 \text{ KN}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

- Poutres secondaires :

$$(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \cdot d}) = 14.74 - \frac{33.479}{0,9 \cdot 0,28} = -118.11 \text{ KN}$$

**VI.1.10- Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

1) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$   
 $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)  
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

2) La contrainte d'adhérences d'entraînement :

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$
- $T_u$  : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi$   
 $\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

	Poutre principales	Poutres secondaire
$T_u$ ( KN )	64.17	14.74
d (mm)	330	280
$\sum U_i$ (mm)	$(5 \times 12) \times 3.14 = 188.4$	$3 \times 14 \times 3.14 = 131.88$
$\tau_{se}$ (MPa)	1.15	0.499
Observation	CV	CV

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

3) *Calcul de longueur de scellement droit des barres :*

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

- la contrainte d'adhérence  $\bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$
- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{MPa}$

*Pour les HA14 :  $l_s = 49.38 \text{cm}$*

*Pour les HA12 :  $l_s = 42.33 \text{cm}$*

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encre mesuré au moins  $l_a = 0.4 \times l_s$

*Pour les HA14 :  $l_a = 0.4 \times 49.38 = 19 \text{ cm}$*

*Pour les HA12 :  $l_a = 0.4 \times 42.33 = 16 \text{ cm}$*

4) *La longueur minimale de recouvrement est des  $40\varnothing$  en zone IIa :*

*Pour les HA14 :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$*

*Pour les HA12 :  $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$*

**VI.1.11- Vérification L'ELS :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

**b) Etat limite de compression du béton (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$

Puis on déduit les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  en (MPa)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

Zone	Localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub>	OBS
Zone 1	Travée	14.323	5.65	0.538	0.890	30.59	86.31	2.82	15	201.63	CV
	Appuis	27.415	6.78	0.645	0.882	27.35	138.92	5.08	15	201.63	CV
Zone 2	Travée	15.211	5.65	0.538	0.890	30.59	91.67	3	15	201.63	CV
	Appuis	33.093	6.78	0.645	0.882	27.35	167.69	6.13	15	201.63	CV

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :

Zonz	Localisation	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub>	OBS
Zone 1	Travée	9.306	4.62	0.66	0.881	27.02	81.66	3.02	15	201.63	CV
	Appuis	12.265	4.62	0.66	0.881	27.02	107.62	3.98	15	201.63	CV
Zone 2	Travée	13.229	4.62	0.66	0.881	27.02	116.08	4.30	15	201.63	CV
	Appuis	16.876	4.62	0.66	0.881	27.02	148.08	5.48	15	201.63	CV

La section est vérifiée vis-à-vis de la compression et de fissuration

**2) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA.

**VI.1.12- Etat limite de déformation: [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :**

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. D'après les règles BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2.  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
3.  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

✓ **Sens principale :**

Avec :  $h=35\text{cm}$  ;  $L=350\text{m}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$  ;  $A_u= 5.65 \text{ cm}^2$

$$M_0 = 33.093 \text{ KNm}; M_t = 15.211 \text{ KNm}$$

1.  $\frac{h}{L} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**
2.  $\frac{A_u}{b \times d} = \frac{5.65}{30 \times 33} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**
3.  $\frac{h}{L} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.211}{10 \times 33.093} = 0.046 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

✓ **Sens secondaire :**

Avec :  $h=30\text{cm}$  ;  $L=300\text{m}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$  ;  $A_u= 4.62 \text{ cm}^2$

$$M_0 = 16.876 \text{ KNm}; M_t = 13.229 \text{ KNm}$$

1.  $\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**
2.  $\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.229}{10 \times 16.876} = 0.078 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**
3.  $\frac{A_u}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

 **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

**VI.2-FERRAILLAGE DES POTEAUX**

**VI.2.1-Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables puis seront vérifier à L'ELS :

Situation	Béton			Acier( FeF400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}(MPa)$	$f_{bu}$	$\gamma_s$	Fe(MPa)	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

**Tableau VI.2.1: Caractéristiques mécanique des matériaux**

**VI.2.2-Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon **BAEL 91** (Situation durable)  
 ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$   
 ELS :  $G + Q$
- Selon le **RPA 99 révisé en 2003** (situation accidentelle)  
 $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✚ 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. ( $M_{max}$  ;  $N_{correspondant}$ )

**VI.2.3- Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone IIa :**

**a) Armature longitudinales (Art 7.4.2.1) :**

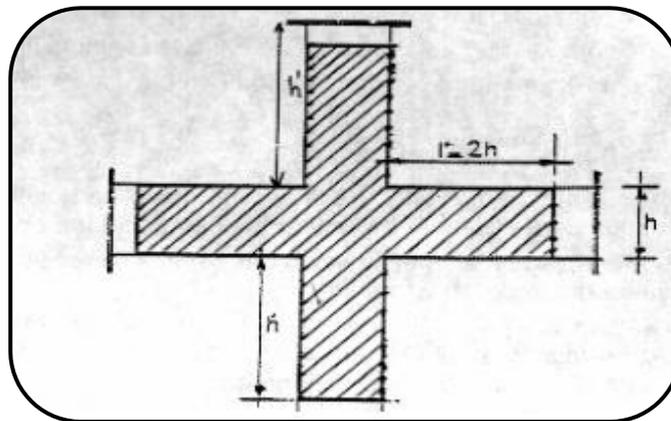
Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de **0.8%bh** (en zone IIa).
- Le pourcentage maximal est de :  
 4% en zone courante  
 6% en zone de recouvrement

Section du poteau cm <sup>2</sup>	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% b h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% b h$	Zone courante $A_{max} = 4\% b h$
40x40	12.8	96	64
35x35	9.8	73.5	49

- Le diamètre minimal est supérieur ou égale à **12[mm]**
- La longueur minimale des recouvrements pour la zone IIa est de  $L_R = 40\Phi$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en Zone IIa
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales



$L'=2h$

$h'=\max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} )$

Avec : ( $h_1 ; b_1$ ): section de poteau

$h_e$ : hauteur d'étage

**b) Armature transversales (Art 7.4.2.2) :**

- Pour la zone IIa  $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (10\Phi_l^{min}; 15\text{cm}) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min 15\Phi_l^{min} \text{ en zone courante} \end{array} \right.$

$\Phi_l$ : est le diamètre maximale des armatures longitudinales du poteau

**D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiée 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

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{max}}{3}$$

Avec  $\varnothing_l^{max}$  : Diamètre maximale des armatures longitudinales

**D'après (Art 7.4.2.2/RPA 99- Version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit  $\frac{A_t}{S_t \times b}$  en %

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpolation entre les valeurs limites précédentes :

Avec :

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau.  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$  : longueur de flambement du poteau qui est égale à  $l_f = 0.7 L_0$

#### VI.2.4- Ferraillage des poteaux à l'ELU :

##### A) Les armatures longitudinales :

Le ferraillage du poteau est calculé pour chacune des zones suivantes :

**Zone 1 :** [poteaux 40×40] (cm<sup>2</sup>)

**Zone 2 :** [poteaux 35×35] (cm<sup>2</sup>)

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

Section entièrement tendue (SET).

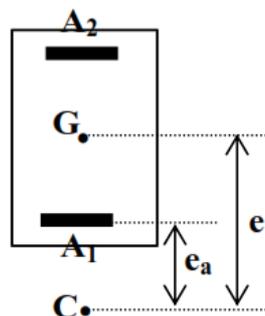
Section entièrement comprimée (SEC).

Section partiellement comprimée (SPC).

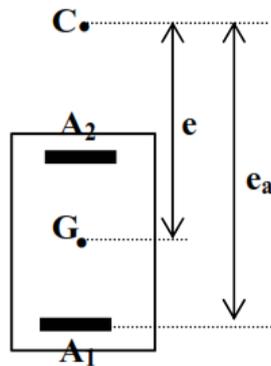
##### ➔ Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section sera partiellement comprimée dans les trois cas suivants

**1<sup>er</sup> cas :** si l'effort appliqué est un effort de traction et son point d'application est situé à l'extérieur de la section

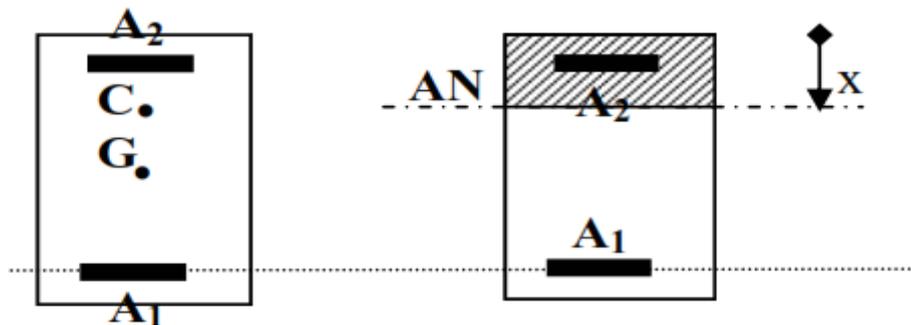


2<sup>er</sup> cas : Si l'effort appliqué est un effort de compression et son point d'application se situe à l'extérieur de la section



3<sup>er</sup> cas : Si l'effort appliqué est un effort de compression est son point d'application se situe entre les armatures et s'il est proche des armatures supérieures et la condition suivante est vérifiée

$$N_U(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81)bh f_{bc}$$



1) Détermination des armatures :

➤  $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul du moment fictif  $M_f = N \times a$

Avec **a** : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures  $a = e_u - (0.5h - c)$

Pour un effort de traction  $N = N_{ut}$

Pour un effort de compression  $N = N_{uc}$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392$  → SSA

Si  $\mu_f \geq \mu_l = 0.392$  → SDA

➤ Calcul des armatures fictives :

*Pour une section simplement armée (SSA) :*

- $A_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$
- $A'_2 = 0$

*Pour une section doublement armée (SDA) :*

- $A_1 = \frac{M_r}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$
- $A'_2 = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

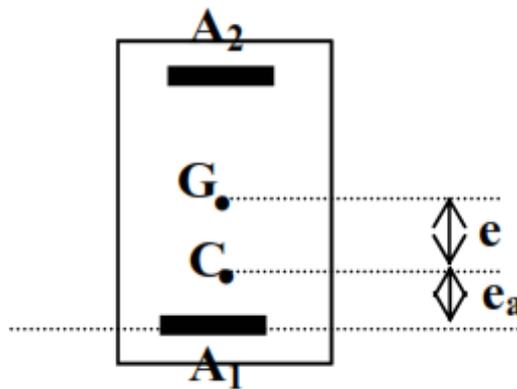
Avec :  $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$  : Moment ultime pour une SSA  
 $\Delta M = M_f - M_r$

➤ Calcul des armatures réelles :

- Armature comprimées  $A' = A'_2$
- Armature tendues  $A = A_1 \mp \frac{N}{\sigma_{st}}$   $\left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N \text{ est un effort de compression} \\ (+) \text{ si } N \text{ est un effort de traction} \end{array} \right.$

➔ *Section entièrement tendue (SET) :*

Une section sera dite entièrement tendue, si l'effort appliqué est un effort de traction et s'il est appliqué entre les armatures



➤  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul des armatures

- $A_1 = \frac{N a}{(d-c')\sigma_{st}}$
- $A' = A_2 = \frac{N_t}{\sigma_{st}} - A_1$

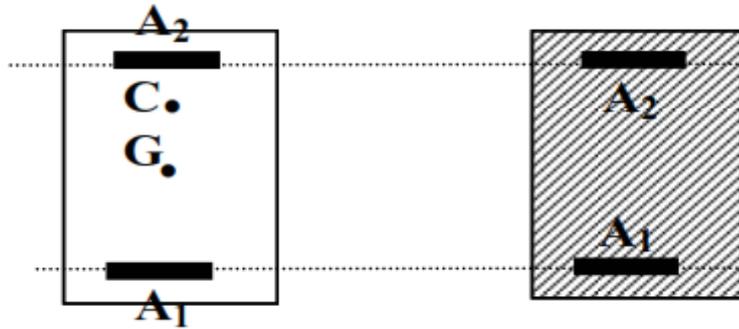
Avec :

a : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armature

$$a = 0.5h - c - e_u = d - 0.5h - e$$

➔ *Section entièrement comprimée (SEC) :*

Une section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et son point d'application est entre les armatures et près du centre de gravité.



➤  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul de a et b :

- $a = (0.337h - 0.81)bf_{bc}$
- $b = N(d - c') - M_f$

$a = (0.337h - 0.81)bf_{bc} \leq b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots$ SEC

$a = (0.337h - 0.81)bf_{bc} > b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots$ SPC

➤ Calcul de  $c = (0.5h - c')bf_{bc}$

$b \leq c$  SSA

$b \geq c$  SDA

**Pour une section simplement armée (SSA) :**

•  $A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :  $\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$

•  $A'_2 = 0$

*Pour une section doublement armée (SDA)*

$$\bullet A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\bullet A_2 = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

- Le ferrailage est fait par zone :

- Zone I : RDC au 3<sup>eme</sup> étage.
- Zone II : 4<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Efforts N(KN)	Moments M(KN.m)	e <sub>u</sub> (m)	$\frac{h}{2} - c$ (m)	Obs 1	Obs 2	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
Entre sol RDC-1- 2-3 étage.	40X40	N <sub>max</sub> = -124.73	M <sub>corr</sub> = 13.861	-0.11	0.18	SEC	SSA	0.6	2.52	12.8	14.19	4HA16+4HA14
		N <sub>min</sub> = -824.25	M <sub>corr</sub> = -1.44	0.0013		SEC	SSA	11.96	11.73	12.8	14.19	4HA16+4HA14
		N <sub>corr</sub> = - 324.32	M <sub>max</sub> = 24.406	-0.075		SEC	SSA	2.36	5.75	12.8	14.19	4HA16+4HA14
4-5-6-7- 8 étage	35X35	N <sub>max</sub> = -19.18	M <sub>corr</sub> = 17.996	-0.93	0.155	SPC	SSA	0	1.63	9.8	10.67	4HA14+4HA12
		N <sub>min</sub> = -506.43	M <sub>corr</sub> = 1.201	-0.0024		SEC	SSA	7.17	7.39	9.8	10.67	4HA14+4HA12
		N <sub>corr</sub> = -50.82	M <sub>max</sub> = 21.913	-0.43		SPC	SSA	0	2.34	9.8	10.67	4HA14+4HA12

Tableau VI.2.2 : Tableau récapitulatif du choix des armatures des poteaux dans le sens X-X

- Le ferrailage est fait par zone :

- Zone I : RDC au 3<sup>eme</sup> étage.
- Zone II : 4<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Efforts N(KN)	Moments M(KN.m)	e <sub>u</sub> (m)	$\frac{h}{2} - c$ (m)	Obs 1	Obs 2	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
Entre sol RDC-1- 2-3 étage.	40X40	N <sub>max</sub> = -124.73	M <sub>corr</sub> = 2.23	-0.018	0.18	SEC	SSA	1.4.	1.71	12.8	14.19	4HA16+4HA14
		N <sub>min</sub> = -824.25	M <sub>corr</sub> = 0.096	0.0002		SEC	SSA	11.85	11.86	12.8	14.19	4HA16+4HA14
		N <sub>corr</sub> = - 203.96	M <sub>max</sub> = 45.703	0.224		SPC	SSA	0	5.69	12.8	14.19	4HA16+4HA14
4-5-6-7- 8 étage	35X35	N <sub>max</sub> = -19.18	M <sub>corr</sub> = 2.22	-0.11	0.155	SEC	SSA	0.06	0.42	9.8	10.67	4HA14+4HA12
		N <sub>min</sub> = -506.43	M <sub>corr</sub> = 0.905	-0.0002		SEC	SSA	7.2	7.36	9.8	10.67	4HA14+4HA12
		N <sub>corr</sub> = -118.24	M <sub>max</sub> = 33.445	-0.28		SPC	SSA	0	4.11	0.65	10.67	4HA14+4HA12

Tableau VI.2.2 : Tableau récapitulatif du choix des armatures des poteaux dans le sens Y-Y

**B) Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, le but consiste essentiellement à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{RPA99 modifié 2003 Art7.4.2.2})$$

Avec :  $T_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.50$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$

$A_t$  : armatures transversales.

Avec :  $\lambda_g$ :Élançement géométrique

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(20\emptyset ; 15\text{cm}) \longrightarrow \text{zone nodale.} \\ S_t \leq 15\emptyset ; 15\text{cm}) \longrightarrow \text{zone courante.} \end{array} \right.$$

$\emptyset$  : Diamètre minimal des armatures longitudinale du poteau.

➤ **Espacement des armatures transversal  $S_t$ :**

a) **D'après (Art .7.4.2.2/RPA99 version 2003) :**

➔  $S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$  . Nous adoptons  $S_t=10\text{cm}$  en zone nodale

➔  $S_t \leq \min 15\emptyset_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$  Nous adoptons  $S_t=15\text{ cm}$  en zone courante.

b) **D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$S_t \leq \min\{15\emptyset_l^{min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min\{18\text{cm}; 40\text{cm}; 50\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Diamètre des aciers :**

**D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l^{max}}{3} \Rightarrow \emptyset_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \text{ Soit } \emptyset_t = 8\text{mm}$$

Avec  $\emptyset_l^{max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Nous adoptons :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  en 4HA8

➤ La quantité d'armatures transversales minimale d'après (Art 7.4.2.2/RPA 99- Version 2003) :

Niveaux	Poteaux (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	$\lambda_g \geq 5$
04-05-06-07-08	35x35	3.06	2.142	6.12	
01-02-03	40x40	3.06	2.142	5.355	
entre sole	40x40	3.50	2.45	6.125	
RDC	40x40	4.05	2.835	7.0875	

➤ Section des armatures transversales :

	RDC	Etage de service	1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>er</sup> ; 5 <sup>eme</sup> ; 6 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup> ; 6 <sup>eme</sup>
	40 X 40			35 X 35
Efforts tranchants (KN)	21.82	21.82	21.82	31.14
Elancement géométrique $\lambda_g$	7.0875	6.125	5.355	6.12
Coefficient correcteur $\rho a$	2.5	2.5	2.5	2.5
A <sub>t</sub> zone nodale (St=10cm)	0.34	0.34	0.55	0.55
A <sub>t</sub> zone courante (St =15 cm)	0.51	0.51	0.83	0.83
A <sub>t</sub> <sup>min</sup> zone nodale (St=10cm)	1.2	1.2	1.2	1.05
A <sub>t</sub> <sup>min</sup> zone courante (St =15 cm)	1.8	1.8	1.8	1.575
Section adopté en zone nodale (cm <sup>2</sup> )	4HA8 =2.01cm <sup>2</sup>	4HA8 =2.01cm <sup>2</sup>	4HA8 =2.01cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
Section adopté en zone courante (cm <sup>2</sup> )	4HA8 =2.01cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>

• En zone courante :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575$$

• En zone nodale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Poteaux	Amin = 0.3%St × b(cm <sup>2</sup> )		Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Observation	
	Zone courante St = 15cm	Zone nodale St = 10cm		Zone courante	Zone nodale
40x40	1.8	1.2	2.01	CV	CV
35x35	1.575	1.05	2.01	CV	CV

Les poteaux dans les différents étages seront encastés par un cadre et un losange dont les sections sont mentionnées ci-dessus.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum  $10\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$ .

➤ **Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91 :**

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

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour les T16 :  $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Pour les T14 :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les T12 :  $l_s = 42.32 \text{ cm}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40\phi$

Pour les HA16 :  $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour les HA 14 :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA 12 :  $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} )$

- Pour RDC:

$h' = \max(405/6 ; 40; 40, 60 \text{ cm}) = 67.5 \text{ cm} = 0.675 \text{ m} \approx 0.7 \text{ m}$

- Pour Étage de service:

$h' = \max ( 350/6 ; 40; 40, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

- Pour 1<sup>er</sup> au 3<sup>eme</sup> étage:

$h' = \max ( 306/6 ; 40; 40, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

- Pour 4<sup>er</sup> au 8<sup>eme</sup> étage:

$h' = \max(306/6 ; 35; 35, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

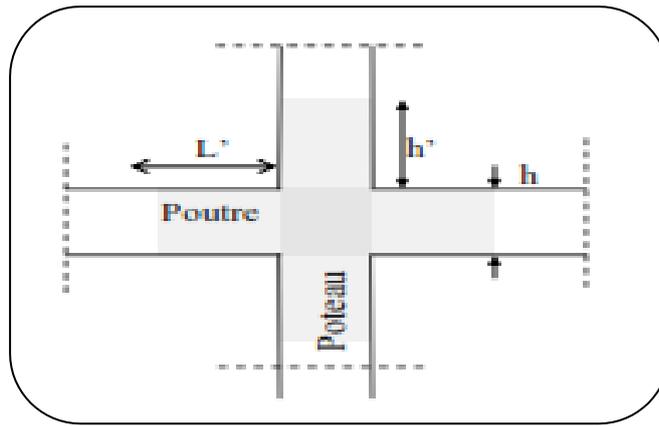


Figure VI.2.1 : Délimitation de la zone nodale

**VI.2.5- Vérification à l'ELS :**

**a) Vérification des contraintes tangentielles (RPA99-version 2003 Art /7.4.3.3) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{T}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :  $\tau_b$  : contrainte de cisaillement.

$\tau_{bu}$  : Contrainte de cisaillement admissible.

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\rho_d = 0.075$  car  $\lambda_g \geq 5$  donc  $\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

Poteaux	b (cm)	d (cm)	T(KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_b = \frac{T}{bd}$ (MPa)	$\tau_b \leq \tau_{bu}$
40x40	40	38	21.82	1.875	0.143	CV
35x35	35	33	21.14	1.875	0.27	CV

**Conclusion :** Les contraintes tangentielles sont vérifiées

**b) Vérification des contraintes à l'ELS :**

**1) Condition de non fragilité** La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{es - 0.455.d}{es - 0.185.d} \times b \times d$$

$$es = \frac{M_s}{N_s}$$

Sens X-X :

poteaux	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté	OBS
40-40	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	807.68	1.008	0.0012	4.56	14.19	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	282.26	1.017	0.0036	4.52		CV
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	330.34	7.493	0.0226	3.38		CV
35-35	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	369	0.88	0.002	3.42	10.67	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	40.97	8.782	0.214	0.58		CV
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	40.97	8.782	0.292	0.58		CV

Sens Y-Y :

poteaux	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté	OBS
40-40	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	807.68	0.07	0.00009	4.51	14.19	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	282.26	5.163	0.018	4.58		CV
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	349.75	11.389	0.033	4.64		CV
35-35	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	369	0.703	0.002	3.43	10.67	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	40.97	3.047	0.074	3.71		CV
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	56.36	16.458	0.292	5.29		CV

2) Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + lc$$

Avec y<sub>1</sub> : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y<sub>2</sub> : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

lc : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y<sub>2</sub> : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 = 0$

Avec :

$$Ic = \frac{h}{2} - es$$

$$\begin{cases} p = -3.c^2 - \frac{90.A'}{b}(lc - c') + \frac{90.As}{B} \cdot (d - lc) \\ q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b}(lc - c') + \frac{90.As}{B} \cdot (d - lc)^2 \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :  $\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27}$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t=0.5(\sqrt{\Delta - q})$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3.u}$

Si  $\Delta < 0$  l'équation admet trois racines :

$$\text{Si } \Delta \leq 0 : \begin{cases} \cos a = \frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + 120^\circ\right)$$

$$y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + 240^\circ\right)$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + lc < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + lc$

$I$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[Au \cdot (d - y_1)^2 + Au \cdot (y_1 - d')^2]$$

**3) Vérification des contraintes de compression dans le béton (Art. A.4.5.2/BAEL91) :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times fc28 = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 \times Ns}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.fc = 15 \text{ MPa}$$

**4) Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b.h + 15(A1 + A2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance XG au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A1(0.5h - c') - A2(d - 0.5h)}{b.h + 15(A1 + A2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15[A1(0.5h - c' - X_G)^2 + A2(d - 0.5h + X_G)^2]$$

➤ Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{I} + \frac{N_{ser} (es - XG) \frac{h}{2} - XG}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{I} - \frac{N_{ser} (es - XG) \frac{h}{2} - XG}{I}$$

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

**Sens X-X :**

poteaux	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	OBS	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b^{sup}$ MPa	$\sigma_b^{inf}$ MPa	$\sigma_s^{sup}$ MPa	$\sigma_s^{inf}$ MPa	OBS
40-40	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	807.68	1.008	0.0012	0.067	SEC	14.19	4.04	3.93	60.6	59	CV
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	282.26	1.017	0.0036	0.067	SEC	14.19	1.45	1.34	21.7	20.1	CV
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	330.34	7.493	0.0226	0.067	SEC	14.19	2.06	1.2	30.2	18.7	CV
35-35	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	369	0.88	0.002	0.058	SEC	10.67	2.46	2.31	36.8	34.8	CV
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	40.97	8.782	0.214	0.058	SPC	10.67	1.13	0	15.2	-12.4	CV
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	40.97	8.782	0.214	0.058	SPC	10.67	1.13	0	15.2	-12.4	CV

**Sens Y-Y :**

poteaux	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	OBS	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b^{sup}$ MPa	$\sigma_b^{inf}$ MPa	$\sigma_s^{sup}$ MPa	$\sigma_s^{inf}$ MPa	OBS
40-40	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	807.68	0.07	0.00009	0.067	SEC	14.19	3.99	3.98	59.9	59.8	CV
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	282.26	5.163	0.018	0.067	SEC	14.19	1.69	1.1	24.9	16.9	CV
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	349.75	11.389	0.033	0.067	SEC	14.19	2.38	1.08	34.7	17.1	CV
35-35	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	369	0.703	0.002	0.058	SEC	10.67	2.45	2.33	36.6	35	CV
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	40.97	3.047	0.074	0.058	SPC	10.67	0.53	0	7.49	0.47	CV
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	56.36	16.458	0.292	0.058	SPC	10.67	2.03	0	26.9	-29.8	CV

**Tableau VI.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS**

✚ **Conclusion :** Toutes les conditions sont vérifiées.


**VI.3- FERRAILAGE DES VOILES**
**VI.3.1- Introduction:**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

**Zone I** : RDC jusqu'au 3<sup>ème</sup> étages

**Zone II** : 4<sup>ème</sup> étages jusqu'au 8<sup>ème</sup> étages

**VI.3.2 - Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

**BAEL.91/modifié 99 :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

**RPA.99/modifié 2003 :**

0.8 G ± E

G + Q ± E

**VI.3.3- Ferrailage des voiles :**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

➔ **Exposé de la méthode de calcul :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. ,  $B = L \times e$ .

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V=V'** : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée :  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$  RPA 99 (Art.7.7.4).

**Avec :**  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée, avec  $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$L_t = L - L_c$  avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

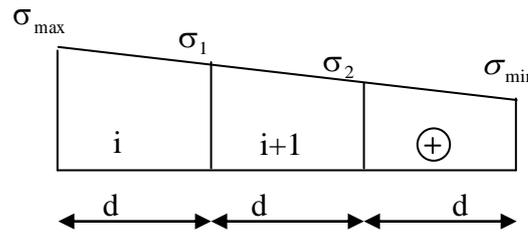
1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. section entièrement comprimée (SEC).

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

• Armatures verticales minimales :

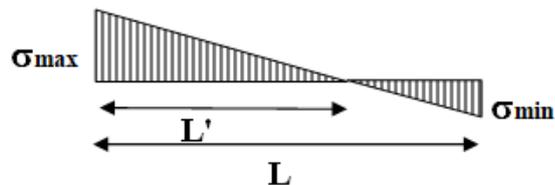
$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{min} \geq 0.002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

$B$  : section du tronçon considéré

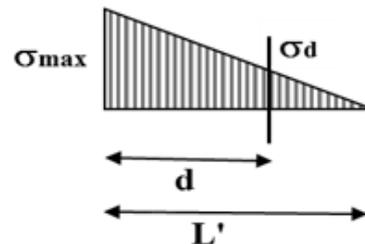
➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$



**Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]**

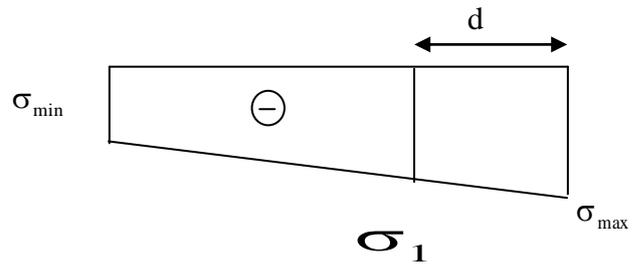
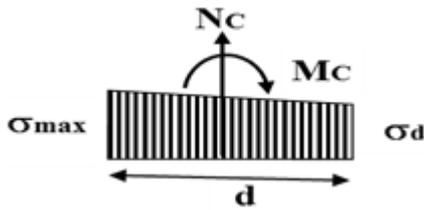
$$\sigma_d = \left( \frac{L' - d}{L'} \right) \sigma_{max}$$



La section d'armature est égale à  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales** : Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Section entièrement tendu :**



$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :  $A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

**B** : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$ .

• **Armatures minimales** : (Art. A.8.1, 2 BAEL91) :

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec B : section du béton comprimée.

• **Armatures horizontales** :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ.

• D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

• D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➔ **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.

- En zone courantes 0.10 %.

• **Armatures transversales** : (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

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'article 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 coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée 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 du voile 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 99 modifié 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

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 :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• *Diamètre minimal :*

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de l'épaisseur du voile.

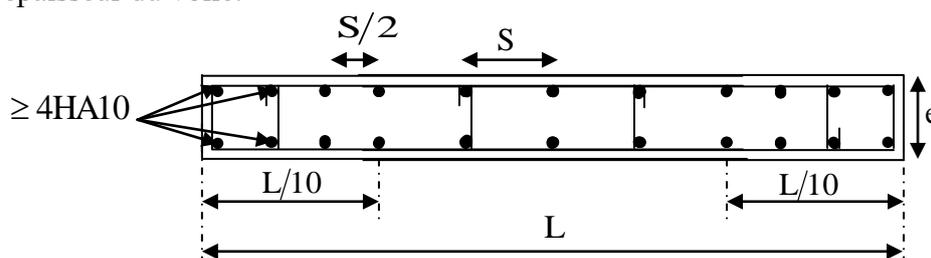


Figure V-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VI.3.4- Vérification :**

**a) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_{ser} = G + Q$

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

h : Hauteur totale de la section brute.

• **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**VI.3.5- Exemple de calcul :**

Soit à Ferrailer les voiles VT1 :

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2.90 \text{ m}, e_p = 20 \text{ cm}, B=0.58 \text{ m}^2, I=0.406 \text{ m}^4, V=V'=1.45\text{m}.$$

**Zone I:**

**a) Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= 6051.98 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} &= -2357.1 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \text{ Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

- **Calcul de  $L_c$  et  $L_t$  :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{6051.98}{6051.98 + 2357.1} \times 2.90 = 2.09 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.90 - 2.09 = 0.81 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme en bandes de longueur (d).

$$\text{On prend } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{405}{2}; \frac{2}{3} 2.09\right) = 1.39 \text{ m}$$

**b) Détermination des efforts normaux :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{L_c - d}{L_c} = 6051.98 \times \frac{2.09 - 1.39}{2.09} = 2017.327 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times e \times d = \frac{6051.98 + 2017.327}{2} \times 0.20 \times 1.39 = 1122.77 \text{ KN}.$$

**c) Détermination des sections d'armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{1122.77}{400} \times 10 = 28.07 \text{ cm}^2.$$

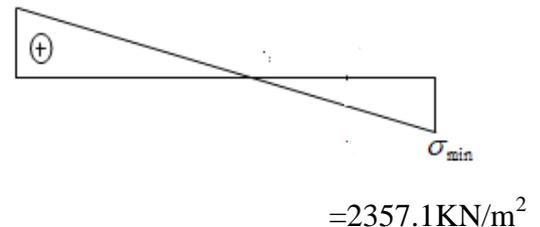
- **Détermination des armatures de couture :**

a)- Calcule de l'effort tranchant :

$$T = 1.4 \times V_u = 1.4 \times 1068.01 = 1495.214 \text{ KN}.$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1495.214}{400} \times 10 = 41.12 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{\max} = 6051.98 \text{ KN/m}^2$$



b)-Détermination des sections d'armatures verticales totales par nappe :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 28.07 + \frac{41.12}{4} = 38.35 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

Le ferraillage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c-à-d :

Le ferraillage adopté pour la 1<sup>ère</sup> bande : 2x6HA20

$$A_{v\text{adopté}} = 2(7\text{HA}20) = 2 \times 21.98 = 43.96 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } e = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification :**

$$A_{\min} = \max (0,002.B ; B \frac{f_{t28}}{f_e} )$$

$$A_{\min} = \max (5.56 ; 1.59) \text{ cm}^2 ; \quad \text{donc : } A_{\min} = 5.56 \text{ cm}^2$$

• **Armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{A_{v\text{adopté}}}{4} ; \quad A_H = 0.15\% B$$

$$A_{H/\text{nappe}} = \frac{A_{v\text{adopté}}}{4} = \frac{43.96}{4} = 10.99 \text{ cm}^2. \quad A_{H/\text{nappe}} = 0.15\% B = 4.17 \text{ cm}^2. \quad A_H = 10.99 \text{ cm}^2.$$

Le ferraillage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c.-à-d. :

16HA12= 18.08 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $e = 25 \text{ cm}$ .

• **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>) par m<sup>2</sup>

Diamètre maximal (RPA Art.7.7.4.3) :  $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$

Espacement :  $St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

• **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

**d) Vérifications des contraintes à L'ELS :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 A_{v\text{adopté}}} = \frac{2484.04 \times 10^3}{0.58 \times 10^6 + 15 \times 4396} = 3.846 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**e) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Selon le RPA 2003 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times Vu}{e \times d} = \frac{1,4 \times 1068.01 \times 10^3}{0,20 \times 10^3 \times 0,9 \times 2.90 \times 10^3} = 2.864 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2.864 \text{ Mpa} \leq 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 L)

L : Longueur

**Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u : \frac{Vu}{e \times d} = \frac{1068.01 \times 10^3}{0,20 \times 10^3 \times 0,9 \times 2.90 \times 10^3} = 2.046 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u : 2.046 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 3.36\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

**Remarque :**

Les résultats de calculs sont résumer dans les tableaux suivants :

Tableau : Ferrailages des voiles VT1 VT2 VT3 VT4

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,05	3,06
	L (m)		2,90	2,95
	e (m)		0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,58	0,59
	He		4,050	3,060
	h		3,70	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		1068,010	374,740
	N <sub>ser</sub> (kN)		2484,04	243,30
	Vu (kN)		1495,214	524,636
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		6051,980	2339,350
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2357,100	920,350
	σs (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00
	Lc		2,09	2,12
	Lt		0,81	0,83
	d		1,39	1,36
	σ <sub>1</sub>		2017,327	842,098
	N <sub>1</sub>		1122,77	431,09
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		28,07	10,78
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		41,12	14,43
	A'v1/bande/nappe		38,35	14,38
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5,57	5,42
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		43,96	21,54
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(7HA20)	2*(7HA16)
	Stmax		30	30
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		10,99	8,85
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		18,08	13,56
	choix de la section		16HA12	12HA12
Armatures transversales	Espacement St(cm)		25	25
	At Adopté		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes constructives	$\bar{\tau}_h = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	2,864	0,988
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ MPa}$	$\tau_u :$	2,046	0,706
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	3,846	0,391

Tableau : Ferrailages des voiles VT5

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,05	3,06
	L (m)		1,92	2,95
	e (m)		0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,384	0,59
	He		4,050	3,060
	h		3,70	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		110,690	96,260
	N <sub>ser</sub> (kN)		457,43	24,68
	Vu (kN)		154,966	134,764
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5000,680	2055,970
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1492,220	1330,190
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00
	Lc		1,48	1,79
	Lt		0,44	1,16
	d		0,99	1,19
	σ <sub>1</sub>		1666,893	685,323
	N <sub>1</sub>		657,31	327,34
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		16,43	8,18
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,26	3,71
	A'v1/bande/nappe		17,50	9,11
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3,94	4,78
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,46	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(6HA14)	2*(6HA12)
	Stmax		30	30
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		5,76	8,85
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		12,56	9,42
	choix de la section		16HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement St(cm)		25	25
	At Adopté		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes constructives	$\bar{\tau}_h = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0,448	0,254
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ MPa}$	$\tau_u :$	0,320	0,181
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1,111	0,040

Tableau : Ferrailages des voiles VL1 VL2 VL3 VL4 VL5 VL13 VL14 VL15 VL16

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,05	3,06
	L (m)		0,90	0,95
	e (m)		0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,18	0,19
	He		4,050	3,060
	h		3,70	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		508,270	394,300
	N <sub>ser</sub> (kN)		2896,36	547,20
	Vu (kN)		711,578	552,020
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5484,620	3072,960
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2031,060	1607,270
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00
	Lc		0,66	0,62
	Lt		0,24	0,33
	d		0,44	0,42
	σ <sub>1</sub>		1828,207	1024,320
	N <sub>1</sub>		320,20	170,38
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8,00	4,26
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		19,57	15,18
	A'v1/bande/nappe		12,90	8,05
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		1,75	1,66
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		13,56	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(6HA12)	2*(6HA12)
	Stmax		30	30
	Espacement (cm)		10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,39	3,39
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		12,56	9,42
	choix de la section		16HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement St(cm)		25	25
	At Adopté		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes constructives	$\bar{\tau}_h = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	4,392	3,228
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ MPa}$	$\tau_u :$	3,137	2,306
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	14,457	2,602

Tableau : Ferrailages des voiles VL6 VL8 VL9 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	
	hpoutre(m)		0,35	0,35	
	hauteur etage (m)		4,05	3,06	
	L (m)		1,20	1,25	
	e (m)		0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )		0,24	0,25	
	He		4,050	3,060	
	h		3,70	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		244,140	124,170	
	N <sub>ser</sub> (kN)		2314,03	1189,19	
	Vu (kN)		341,796	173,838	
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		7689,250	3749,920	
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		3451,330	2373,340	
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	
	Lc		0,83	0,77	
	Lt		0,37	0,48	
	d		0,55	0,51	
	σ <sub>1</sub>		2563,083	1249,973	
	N <sub>1</sub>		566,09	255,16	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		14,15	6,38	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,40	4,78	
	A'v1/bande/nappe		16,50	7,57	
armatures minimales		A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2,21	2,04
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,46	13,56	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(6HA14)	2*(6HA12)	
	Stmax		30	30	
	Espacement (cm)		15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,62	3,75	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		12,56	9,42	
	choix de la section		16HA10	12HA10	
Armatures transversales	Espacement St(cm)		25	25	
	At Adopté		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_h = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,582	0,773	
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	$\tau_u$	1,130	0,552	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	8,644	4,399	

Tableau : Ferrailages des voiles VL7 VL10 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,05	3,06
	L (m)		1,60	1,65
	e (m)		0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,32	0,33
	He		4,050	3,060
	h		3,70	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		211,760	97,290
	N <sub>ser</sub> (kN)		1683,28	227,98
	Vu (kN)		296,464	136,206
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		6734,110	4720,010
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1701,910	3569,450
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00
	Lc		1,28	0,94
	Lt		0,32	0,71
	d		0,85	0,63
	σ <sub>1</sub>		2244,703	1573,337
	N <sub>1</sub>		764,52	394,18
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		19,11	9,85
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,15	3,75
	A'v1/bande/nappe		21,15	10,79
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3,41	2,51
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		32,15	24,62
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(8HA16)	2*(8HA14)
	Stmax		30	30
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		8,04	6,16
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		12,56	9,42
	choix de la section		16HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement St(cm)		25	25
	At Adopté		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_h = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,029	0,459
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	$\tau_u :$	0,735	0,328
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	4,571	0,621

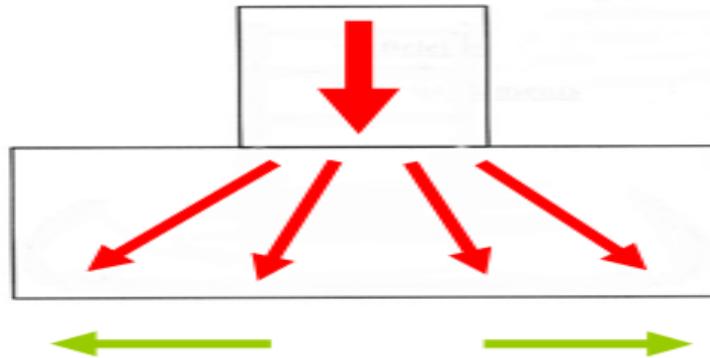
Tableau : Ferrailages des voiles VL12 VL11 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,05	3,06
	L (m)		1,40	1,45
	e (m)		0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,28	0,29
	He		4,050	3,060
	h		3,70	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		206,720	358,750
	N <sub>ser</sub> (kN)		848,58	96,97
	Vu (kN)		289,408	502,250
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5684,980	7823,770
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2841,420	7741,180
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00
	Lc		0,93	0,73
	Lt		0,47	0,72
	d		0,62	0,49
	σ <sub>1</sub>		1894,993	2607,923
N <sub>1</sub>		471,70	506,87	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11,79	12,67
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,96	13,81
	A'v1/bande/nappe		13,78	11,56
armatures minimales		A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	2,49	1,94
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		16,07	12,31
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*(8HA16)	2*(8HA14)
	Stmax		30	30
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,20	4,35
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		12,56	9,42
	choix de la section		16HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25
	At Adopté		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_h = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,148	1,924
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	$\tau_u$	0,820	1,375
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	2,790	0,314

**VII.I- Introduction :**

Les fondations sont des organes de transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol ils sont véhiculés par les éléments porteurs.

L'effort de compression du poteau se transmet aux fondations par des bielles de compression inclinées



La composante horizontale de l'effort au niveau de la fondation est représentée par des forces de traction symétrique par rapport à l'axe de la semelle D'où la nécessité de placer des armatures dans cette direction.

**VII.II- Importance de l'étude des fondations :**

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation

**VI.III- Type de fondation :**

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si  $D < 1,5.B$
- semi-profondes si  $1,5.B < D < 5.B$
- profondes si  $D > 5.B$

**1) Fondation superficielles :**

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum. Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes.

Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- on parlera de semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau
- on parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un mur et sous poreaux.
- on parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol.

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations est appelé "niveau d'assise", "fond de coffre" ou encore "fond de fouille".

### **2) Fondation profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol se trouve à une grande profondeur

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

### **VII.IV- Etude géotechnique du sol :**

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 nous ont donné :

- Une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

### **VII.V- Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :**

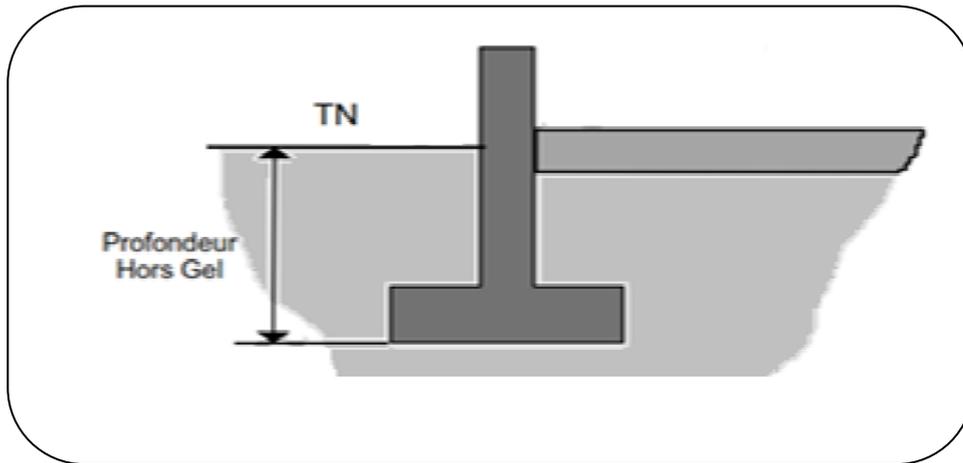
- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Un faible coût de réalisation (économie)
- La durée de vie

### **VII.VI- Le choix du type de fondation est fonction de :**

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Des caractéristiques topographiques du terrain
- Les conditions relatives au voisinage du projet

### **VII.VII- Profondeur hors gel des semelles de fondation :**

Les cycles de gel-dégel peuvent déstructurer le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante. Cette profondeur varie selon la zone climatique ; l'altitude et selon la capacité portante du sol.



**VII.VIII- Dimensionnement :**

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

**1) Semelles isolées :**

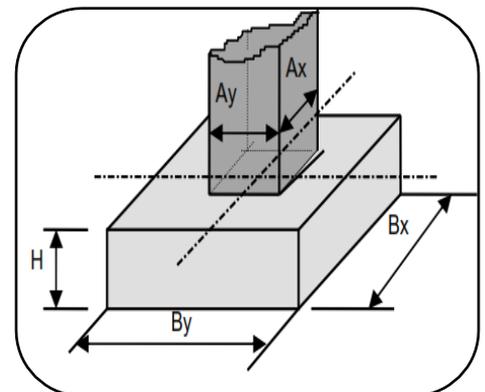
Les semelles isolées sont les fondations sous poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte

Pour le pré-dimensionnement il faut considérer l'effort normal  $N_s$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$\left. \begin{aligned} BA &\geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \end{aligned} \right\} B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\left. \begin{aligned} N_s &= 809.6 \text{ KN.} \\ \sigma_{sol} &= 2\text{bars} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{aligned} \right\} B \geq \sqrt{\frac{809.6}{200}} = 2.01\text{m}$$

On aura donc  $A = B = 2.01 \text{ m}$



**Figure VII-1 : Semelle isolée sous poteau**

Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes

2) Les semelles filantes :

Les semelles filantes sont les fondations sous voiles

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle

L : la longueur de la semelle

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol

G : charge permanent à la base du voile considéré

Q : surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

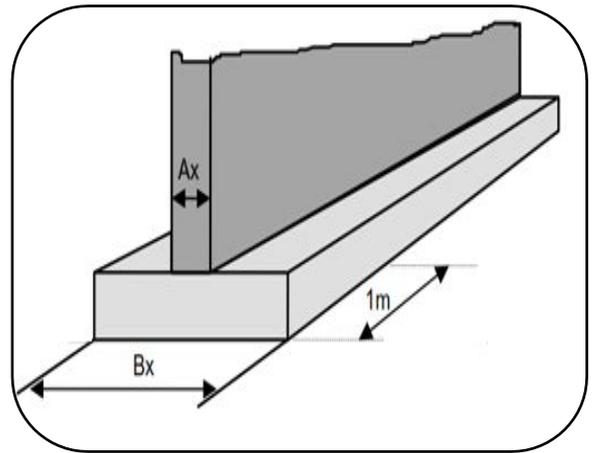


Figure VII-2 : Semelle filante sous voile

2-1) Semelle filantes sous voiles :

➤ Sens longitudinale :

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1.1	745.28	0.9	4.14	3.726
VL1.2	424.49	0.9	2.36	2.124
VL1.3	569.68	0.9	3.16	2.844
VL1.4	809.6	0.9	4.5	4.05
VL1.5	569.68	0.9	3.16	2.844
VL1.6	535.73	0.9	2.98	2.682
VL1.7	614.04	0.9	3.41	3.069
VL1.8	514.13	0.9	2.86	2.574
VL1.9	779.15	0.9	4.33	3.897
VL2.1	779.15	1.6	2.43	3.888
VL2.2	726.12	1.6	2.23	3.568
VL3.1	764.99	1.2	3.19	3.828
VL3.2	664.69	1.2	2.77	3.324
VL3.3	664.69	1.2	2.77	3.324
VL4.1	470.05	1.4	1.68	2.352
VL4.2	345.73	1.4	1.23	1.722
<b>Somme</b>				<b>49.82</b>

➤ Sens transversal :

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1.1	809.6	3.1	1.31	4.061
VT1.2	779.15	3.1	1.26	3.91
VT1.3	701.96	3.1	1.1	3.41
VT1.4	774.2	3.1	1.25	3.875
VT2.1	354.98	1.92	0.57	1.1
<b>Somme</b>				<b>16.35</b>

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :  $S_v = \sum B_i \times L_i$ .

$$S_{voiles} = 49.82 + 16.35 = 66.17 \text{ m}$$

2-2) Semelle filantes sous poteaux :

1-Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité :

2-Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i = 3076.22 \text{ KN}$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

$e_i$  : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>i</sub> (KN)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> × e <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i</sub> (KN.m)
P1	614.04	-7	- 4298.28	-2.260
P2	807.68	-3.5	-2826.88	-1.008
P3	664.69	0	0	2.997
P4	470.05	3.5	1645.175	-1.440
P5	519.76	7	3638.32	2.811
Somme	3076.22	/	-1841.665	1.1

Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

$$e = \frac{-1841.665+1.1}{3076.22} = -0.60 \text{ m}$$

✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$e = -0.60 < \frac{14}{6} = 2.33 \text{ m}$$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

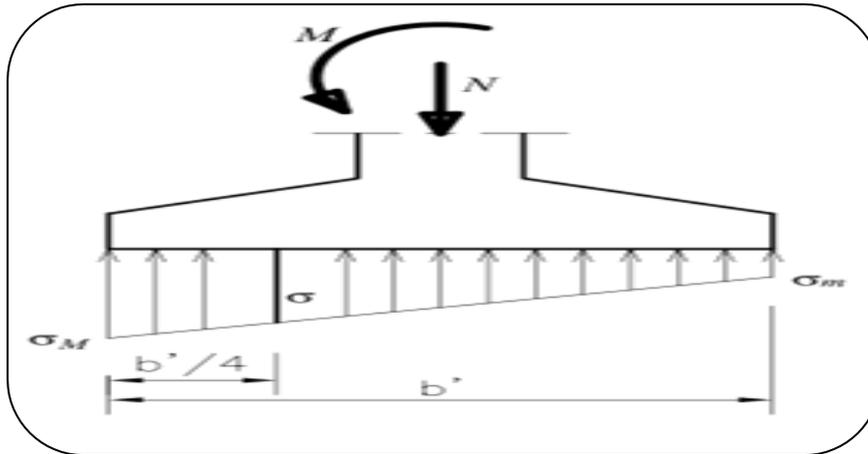


Figure VII-3 : Répartition trapézoïdale

$$\begin{cases} \sigma_{min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3076.22}{14} \left( 1 - \frac{6 \times (-0.60)}{14} \right) = 276.232 \text{ KN/ml.} \\ \sigma_{max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3076.22}{14} \left( 1 + \frac{6 \times (-0.60)}{14} \right) = 163.228 \text{ KN/ml.} \\ \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{3076.22}{14} \left( 1 + \frac{3 \times (-0.60)}{14} \right) = 191.479 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{191.479}{200} = 0.96 \approx 1 \text{ m}$$

La surface de la semelle filante sous poteau :  $S_p = B \times L = 1 \times 14 = 14 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :  $S_{Poteaux} = S_p \times n = 14 \times 5 = 70 \text{ m}^2$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré.

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_{t \text{ Poteaux}} + S_{t \text{ voiles}} = 70 + 66.17 = 136.17 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure  $S_{bat} = 178.56 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{136.17}{178.56} = 0.76$$

$$S_t > 50\%S_{bat}$$

La surface totale des semelles filantes représente 76% de la surface du bâtiment

**Conclusion :**

Les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, la solution des semelles filantes est à écarter et on adopte un radier général comme fondation pour notre bâtiment.

**3) Etude du radier :**

Le radier général sert d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment

Pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut, toutefois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétries.

Lorsque la condition précédente est réalisée, le radier fonctionne comme un plancher renversé

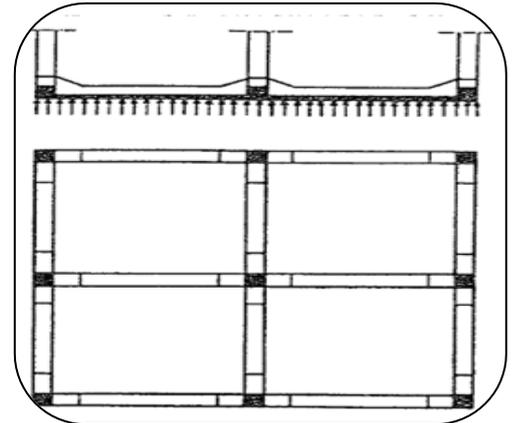


Figure VII-4 : Coupe sur un

**3-1) Pré-dimensionnement du radier :**

➤ **Condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

➤ **Condition forfaitaire :**

\* La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{350}{10} = 35cm$$

On opte pour  $h = 40$  cm

\* La dalle du tablier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{350}{20} = 0.17m$$

On opte pour une hauteur de la dalle  $h_d = 25$ cm

➤ **Condition de rigidité (condition de longueur d'élasticité) :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le radier est rigide s'il vérifie  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

$$\text{On aura donc } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

- $L_{max} = 3.50$  m : la plus grande distance entre deux poteaux.
- $L_e$  : longueur élastique.
- $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819$  MPa : module de déformation longitudinale déferée
- $I = \frac{b \times h^3}{12}$  : inertie d'une bande de 1 m de radier
- $K = 40$  MPa : module de raideur du sol pour un sol moyen.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 3.50\right)^4 \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.65 \text{ m} \quad \text{On opte pour } h = 0.80 \text{ m}$$

Finalement on prendra la hauteur de la nervure  $h_n = 80$  cm

La largeur de la nervure : doit satisfaire la condition suivante :

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 80 \leq b \leq 0.7 \times 80$$

$$32 \text{ cm} \leq b \leq 56 \text{ cm}$$

On opte pour une largeur de la nervure  $b = 50$  cm

➤ **Hauteur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$7 \text{ cm} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq 8.75 \text{ cm}$$

Avec :  $L_{max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de 8 cm

**Le choix définitif des dimensions du radier son les suivants :**

Hauteur des nervures suivent les deux sens .....  $h_n = 80$  cm

Largeur de la nervure .....  $b_n = 50$  cm

Epaisseur de la dalle .....  $h_d = 25$  cm

Dalle flottante .....  $h_{dalle \text{ flottante}} = 8$  cm

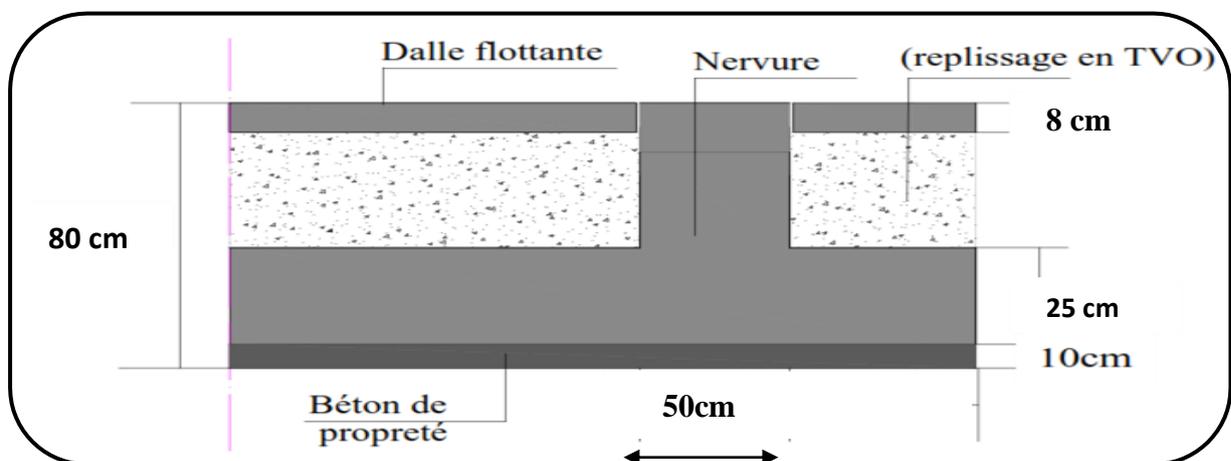


Figure VII.5 : Coupe verticale sur le radier

### 3-2) Détermination de la surface nécessaire au radier :

$$\rightarrow \text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\rightarrow \text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Avec } \sigma_{\text{sol}} = 150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$G = 22719.52 \text{ KN}$$

$$Q = 3551.3 \text{ KN}$$

Ils sont obtenus à l'aide du logiciel ETABS

$$\text{ELU} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 22719.52 + 1.5 \times 3551.3 = 35998.302 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 22719.52 + 3551.3 = 26270.82 \text{ KN.}$$

$$N_u = 35998.302 \text{ KN}$$

$$N_s = 26270.82 \text{ KN}$$

#### Application numérique :

$$\rightarrow \text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35998.302}{1.33 \times 200} = 135.33 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{26270.82}{200} = 131.35 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 135.33 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale du bâtiment } S_{\text{bat}} = 178.56 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimale de largeur ( $L_{\text{déb}}$ ) qui est calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(40\text{cm}; 30\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\text{Soit un débord de largeur } L_{\text{déb}} = 40\text{cm}$$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}}(L_x + L_y) \times 2 = 0.4(12.40 + 14.40) \times 2 = 21.44 \text{ m}^2$$

La surface totale du radier devient

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 178.56 + 21.44 = 200 \text{ m}^2$$

### 3-3) Détermination des efforts à la base du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

#### a) Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \varphi_b = 200 \times 0.25 \times 25 = 1250 \text{ KN}$$

**b) Poids de la nervure:**

$$P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.5(0.8 - 0.25) \times (12.40 \times 5 + 14.40 \times 5) \times 25 = 921.25\text{KN}$$

**c) Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 12.40 \times 5) + (0.5 \times 14.40 \times 5) = 67 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (200 - 67) \times (0.80 - 0.25) \times 17 = 1243.55\text{KN}$$

Avec :  $\rho_{TVO} = 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

**d) Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (200 - 67) \times 0.08 \times 25 = 266\text{KN}$$

Donc le poids total du radier est

$$P_{rad} = 1250 + 921.25 + 1243.55 + 266 = 3680.8 \text{ KN}$$

➤ Poids totale de l'ouvrage :

$$G_{rad} = 3680.8\text{KN} \dots\dots\dots \text{Calculer}$$

$$G_{bat} = 22719.52\text{KN} \dots\dots\dots \text{ETABS}$$

$$G_{tot} = G_{inf} + G_{sup} = 3680.8 + 22719.52 = 26400.32\text{KN}$$

➤ Surcharge totale :

$$Q_{sup} = 3551.3\text{KN} \dots\dots\dots \text{ETABS}$$

$$Q_{inf} = 5 \times S_{rad} = 5 \times 200 = 1000\text{KN} \dots\dots\dots \text{Calculer}$$

$$Q_{tot} = Q_{inf} + Q_{sup} = 1000 + 3551.3 = 4551.3\text{KN}$$

➤ Les combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 35640.432 + 6576.95 = 42467.382\text{KN}$$

$$\text{ELS : } q_s = G_{tot} + Q_{tot} = 26400.32 + 4551.3 = 30951.62\text{KN}$$

**3-4) Verifications:**

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

➤  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} \text{MPa}, 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2.5\text{MPa}, 4\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$

➤  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{371.29}{1 \times 0.225} = 1650.18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.650\text{MPa}$

\*  $b = 1\text{m}$

\*  $d = 0.9 h_d = 0.9 \times 0.25 = 0.225\text{m}$

$$* T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{42467.382 \times 1}{200} \times \frac{3.50}{2} = 371.29 \text{KN}$$

Enfinement :  $\tau_u = 1.650 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$ ..... **Condition vérifiée**

**b) Vérification de la stabilité du radier :**

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Un effort normal (N)
- Un effort de renversement (M)

$$M = M_0 + T_0 h$$

**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

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

➤ Calcul du centre de gravite du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(12.80 \times 14.80) \times \frac{12.80}{2}}{12.80 \times 14.80} = 6.40 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(12.80 \times 14.80) \times \frac{14.80}{2}}{(12.80 \times 14.80)} = 7.4 \text{m}$$

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{12.80 \times 14.80^3}{12} = 3457.91 \text{ m}^4$$

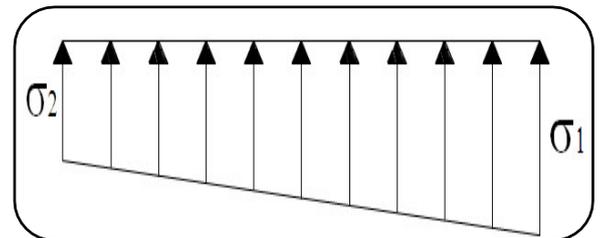
$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14.80 \times 12.80^3}{12} = 2586.49 \text{ m}^4$$

❖ Calcul des moments :

$$M_{xx} = 24644.455 + (1117.11 \times 0.80) = 25538.143 \text{KN.m}$$

$$M_{yy} = 27767.623 + (1225.24 \times 0.80) = 28747.815 \text{KN.m}$$

Obtenu à l'aide du logiciel ETABS



**Figure VII.5 : Diagramme des contraintes sous le radier**

➔ Sens longitudinal :

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{42467.382}{200} + \frac{25538.143}{2586.49} \times 6.4 = 275.53 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{42467.382}{200} - \frac{25538.143}{2586.49} \times 6.4 = 149.145 \text{KN/m}^2$$

**ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{30951.62}{200} + \frac{25538.143}{2586.49} \times 6.4 = 217.95 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{30951.62}{200} - \frac{25538.143}{2586.49} \times 6.4 = 91.56 \text{KN/m}^2$$

➔ Sens transversal:

**ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{42467.382}{200} + \frac{28747.815}{3457.91} \times 7.4 = 273.86 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{42467.382}{200} - \frac{28747.815}{3457.91} \times 7.4 = 150.82 \text{KN/m}^2$$

**ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{30951.62}{200} + \frac{28747.815}{3457.91} \times 7.4 = 216.28 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{30951.62}{200} - \frac{28747.815}{3457.91} \times 7.4 = 93.24 \text{KN/m}^2$$

c) Vérification de la condition de résistance :

$$\text{ELU : } \sigma_m \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

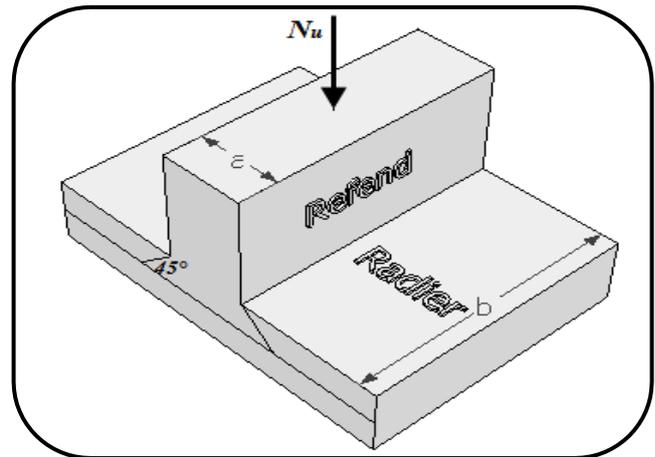
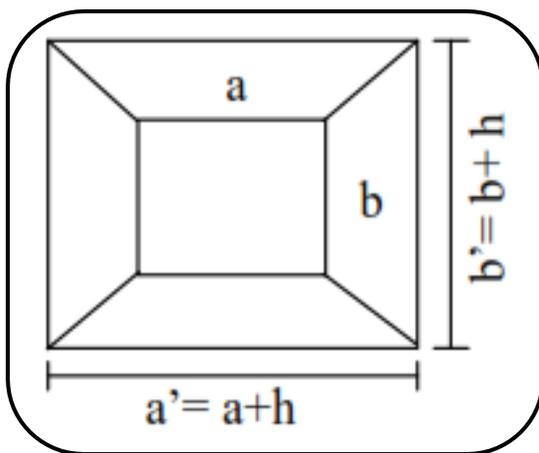
$$\text{ELS: } \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

	ELU					ELS				
	$\sigma_1$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\sigma_2$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\sigma_m$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$1.33\overline{\sigma_{sol}}$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	OBS	$\sigma_1$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\sigma_2$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\sigma_m$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$\overline{\sigma_{sol}}$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$	OBS
Sens longitudinal	275.53	149.14	243.93	266	CV	217.95	91.56	186.35	200	CV
Sens transversal	273.86	150.82	243.1	266	CV	216.28	93.24	185.52	200	CV

d) Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91 révisées 99) :

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant.



Cette vérification s'effectue comme suit :  $N_u \leq \frac{0,045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$h$  : Epaisseur totale de la dalle

$b$  : On considère une bonde de 1 ml du voile

➤ Calcul du périmètre utile :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h)$$

Poteaux :  $\mu_c = 2(0.4 + 0.4 + 2 \times 0.80) = 4.8 \text{ m}$

Voile :  $\mu_c = 2(0.20 + 1 + 2 \times 0.80) = 5.6 \text{ m}$

➤ Vérification pour les poteaux :

\*  $N_u = 1110 \text{ KN}$

$$* \frac{0,045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 4.8 \times 0.80 \times 25000}{1.5} = 2280 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$N_u = 1110 \text{ KN} \leq 2280 \text{ KN}$ ..... Condition Vérifiée

➤ Vérification pour les voiles:

\*  $N_u = 1123.26 \text{ KN}$

$$* \frac{0,045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.6 \times 0.80 \times 25000}{1.5} = 3360 \text{ KN}$$

$N_u = 1107.8 \text{ KN} \leq 3360 \text{ KN}$ ..... Condition Vérifiée

**VII.IX- Ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisées 99

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles

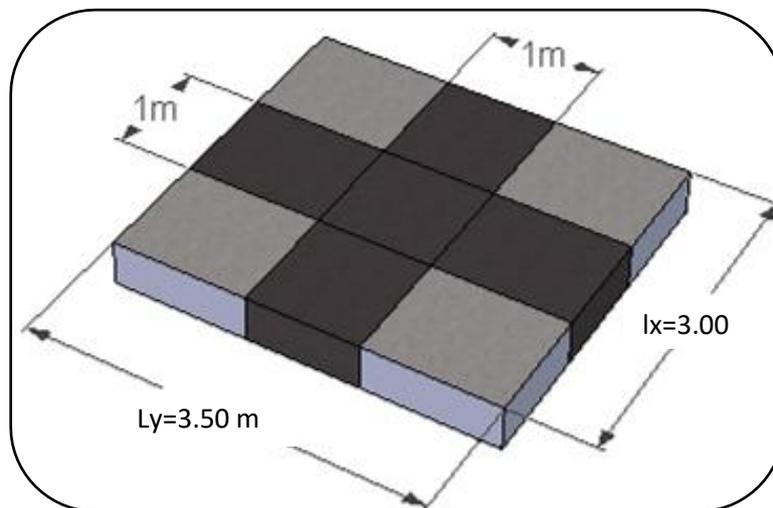


Figure VII.6 : Le panneau le plus sollicité

Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

**1. Panneaux encastrés appuyés sur 4 cotés :**

On distingue deux cas :

**1er cas :** Si  $\rho < 0,4$ , le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{0x} = qu \frac{Lx^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

**2eme cas :** Si  $0,4 \leq \rho < 1$ , le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $Lx$  :  $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée  $Ly$  :  $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$L'ELU : q_u = \sigma_m^{\max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 243.93 - \frac{3680.8}{200} \right) \times 1 = 225.526 \text{ KN/ml}$$

$$L'ELS : q_s = \sigma_m^{\max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 186.35 - \frac{3680.8}{200} \right) \times 1 = 167.95 \text{ KN/ml}$$

**2) Identification des panneaux :**

l <sub>x</sub> (m)	l <sub>y</sub> (m)	$\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
			$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
3.00	3.50	0.85	0.0509	0.685	0.0579	0.778

l<sub>x</sub> : petite portée du panneau

l<sub>y</sub> : grand portée du panneau

Les valeurs des coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donnés en fonction du rapport  $\varphi_x$  et du coefficient de poisson

$0.4 < \varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 < 1$ .....panneau portant dans les deux sens

Donc utilise la méthode exposée dans l'annexe E 3 du BAEL91 modifiée 99

**3) Calcul des moments isostatiques :**

Le moment isostatique dans le sens de l<sub>x</sub> est donné par la formule suivante :  $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$

Le moment isostatique dans le sens de l<sub>y</sub> est donné par la formule suivante :  $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

ELU : $q_u = 225.526 \frac{KN}{ml}$		ELS : $q_s = 167.95 \frac{KN}{ml}$	
$M_{0x} = 103.31$	$M_{0y} = 70.77$	$M_{0x}=87.52$	$M_{0y} = 68.09$

**Remarque :**

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
  - Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0,75M_{0y}$
  - Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0,5M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,5M_{0y}$
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :
  - Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0,85M_{0y}$
  - Moment sur appuis de rive :  $M_{ax} = 0,3M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,3M_{0y}$
  - Moment sur appuis intermédiaire :  $M_{ax} = 0,5M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,5M_{0y}$

Donc les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée

**ELU :**

*Sens X-X :*

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75 \times 103.31 = 77.48 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ax} = 0,5 \times 103.31 = 51.655 \text{ KN.m}$

*Sens Y-Y :*

- Moment en travée :  $M_{ty} = 0,75 \times 70.77 = 53.078 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ay} = 0,5 \times 70.77 = 35.385 \text{ KN.m}$

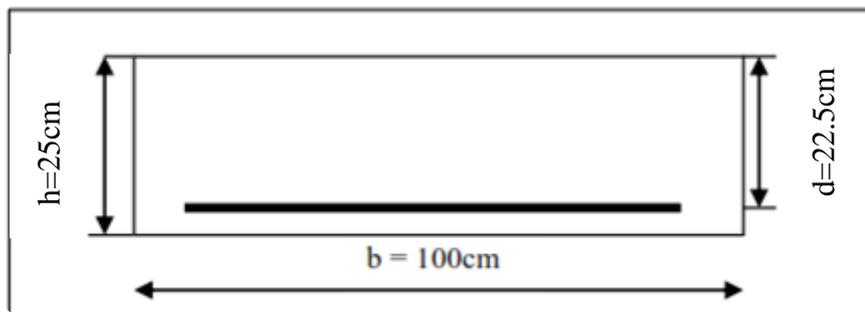
**ELS :**

*Sens X-X :*

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75 \times 87.52 = 65.64 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ax} = 0,5 \times 87.52 = 43.76 \text{ KN.m}$

*Sens Y-Y :*

- Moment en travée :  $M_{ty} = 0,75 \times 68.09 = 51.068 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ay} = 0,5 \times 68.09 = 34.045 \text{ KN.m}$



**Figure VII.7 : Dimension de la section de calcul**

1) Ferrailage suivant x-x :

➤ Aux appuis :

Moment réduit(  $\mu$ ) :  $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{51.655 \times 10^3}{1 \times 225^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \dots\dots\dots$ S.S.A

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$\mu = 0.072 \dots\dots\dots \beta = 0.963$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{51.655 \times 10^3}{0.963 \times 0.225 \times 348} = 685.05 \text{ mm}^2/\text{ml} = 6.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ax} = 6.85 \text{ cm}^2$  Soit : 6 HA14= 9.23cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 15 cm.

➤ En travée :

Moment réduit(  $\mu$ ) :  $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{77.48 \times 10^3}{1 \times 225^2 \times 14.2} = 0.107 < 0.392 \dots\dots\dots$ S.S.A

$\mu = 0.107 \dots\dots\dots \beta = 0.9435$ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{77.48 \times 10^3}{0.9435 \times 0.225 \times 348} = 1048 \text{ mm}^2/\text{ml} = 10.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{tx} = 10.48\text{cm}^2$  Soit : 8HA14=12.31 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12.5 cm

2) Ferrailage suivant y-y :

➤ Aux appuis :

Moment réduit(  $\mu$ ) :  $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{35.385 \times 10^3}{1 \times 225^2 \times 14.2} = 0.05 < 0.392 \dots\dots\dots$  S.S.A

$\mu = 0.05 \dots\dots\dots \beta = 0.974$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ay} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.385 \times 10^3}{0.974 \times 0.225 \times 348} = 463.98 \text{ mm}^2/\text{ml} = 4.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ay} = 4.64 \text{ cm}^2$  Soit : 5 HA12= 5.65cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20cm.

➤ En travée :

Moment réduit(  $\mu$ ) :  $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{53.078 \times 10^3}{1 \times 225^2 \times 14.2} = 0.074 < 0.392 \dots\dots\dots$  S.S.A

$\mu = 0.074 \dots\dots\dots \beta = 0.962$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{53.078 \times 10^3}{0.962 \times 0.225 \times 348} = 704.66 \text{ mm}^2/\text{ml} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ty} = 7.04\text{cm}^2$  Soit : 5HA14=7.69 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20cm

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement
Selon (x-x)	En travée	77.48	SSA	10.48	8HA14	12.31	12.5
	En appui	51.655	SSA	6.85	6HA14	9.23	15
Selon (y-y)	En travée	53.078	SSA	7.04	5HA14	7.69	20
	En appui	35.385	SSA	4.64	5HA12	5.65	

3) Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99) :

Ferrailage minimal :  $A_{min} = \delta_0 \times b \times h \times \left(\frac{3-\phi_x}{2}\right) = 0.0008 \times 100 \times 25 \times \left(\frac{3-0,85}{2}\right) = 2.15 \text{ cm}^2$

- $\delta_0$ : Taux des armatures minimales

**0,0008** pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE400**.

**0,0006** pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE500**.

➤ Aux appuis :

$A_{ad}^x = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.15 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_{ad}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.15 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

➤ En travée :

$A_{ad}^x = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.15 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_{ad}^y = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.15 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

❖ Espacement des armatures (Art A.8.2.42 BAEL 91 modifiée 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Sens x-x :

$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

$S_t = 12.5 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

Sens y-y :

$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

4) Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$

- $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 d A}$

- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  en (MPa)

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> ) (ELU)	$\rho_1$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	43.76	9.23	0.820	23.65	0.870	242.19	10.24	15	vérifié
	Travée	65.64	12.31	1.094	19.72	0.856	276.86	14.03	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	34.045	5.65	0.502	31.88	0.894	299.56	9.40	15	Vérifié
	Travée	51.068	7.69	0.684	26.46	0.879	335.78	12.69	15	vérifié

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle à l'ELU est satisfaisant

**VII.X- Etude des nervures :**

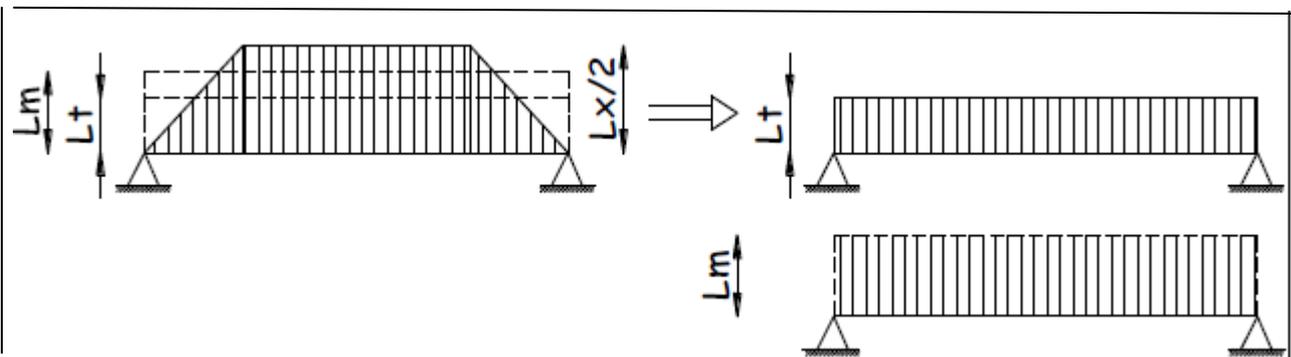
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

**1) Chargement simplifié :**

Pour le calcul des efforts internes maximum, on ramènera ces type de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle(panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L<sub>m</sub>) et le même effort tranchant (largeur L<sub>t</sub>) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique



❖ Pour les charges trapézoïdales :

➔ Sens transversal :

$$L_m = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.139\text{m}$$

$$L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 0.863\text{m}$$

➔ Sens longitudinal :

$$L_m = L_y \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.329\text{m}$$

$$L_t = L_y \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 1.006\text{m}$$

2) *Charge à considérer :*

➔ Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 225.526 \times 1.139 \times 2 = 513.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 167.95 \times 1.139 \times 2 = 382.59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 225.526 \times 0.863 \times 2 = 389.26 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 167.95 \times 0.863 \times 2 = 289.8817 \text{ KN/ml}$$

➔ Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 225.526 \times 1.329 \times 2 = 599.45 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 167.95 \times 1.139 \times 2 = 382.59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 225.526 \times 1.006 \times 2 = 453.76 \text{ KN/ml}$$

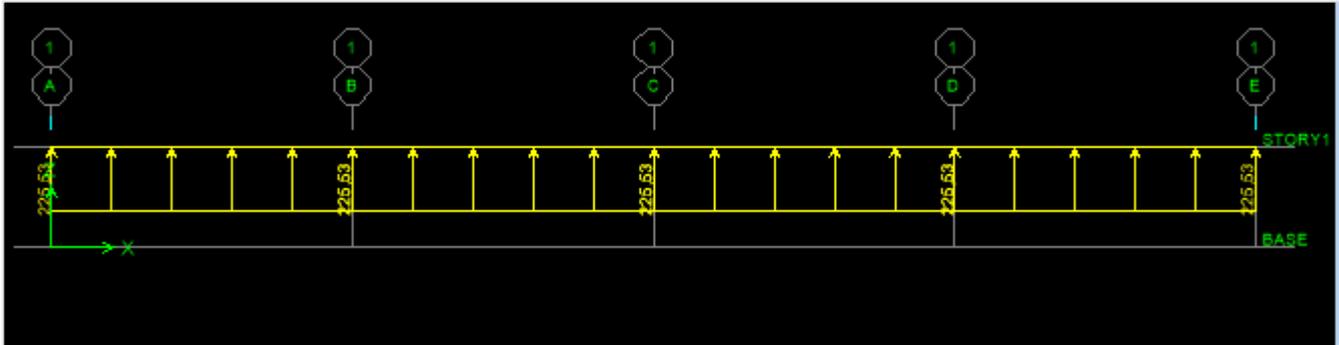
$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 167.95 \times 1.006 \times 2 = 337.9154 \text{ KN/ml}$$

3. *Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :*

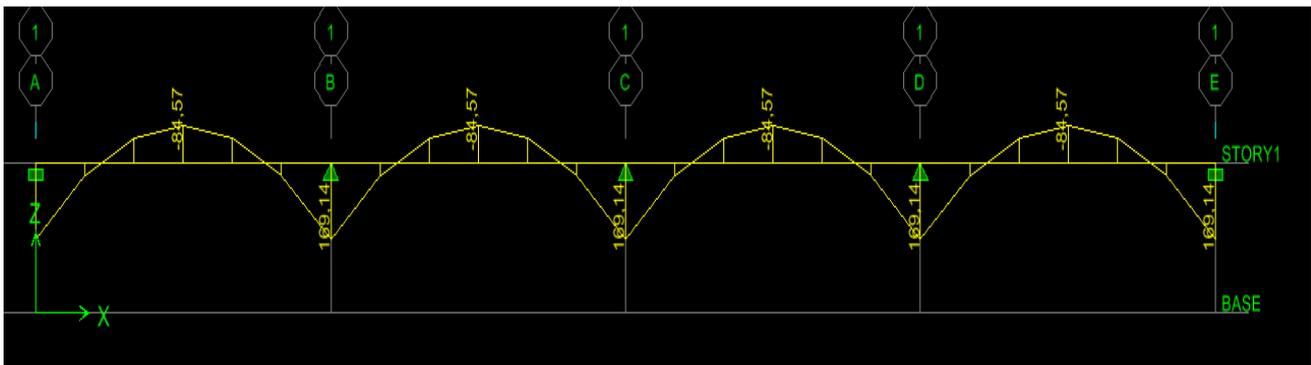
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel Etabs.

Sens (X-X) :

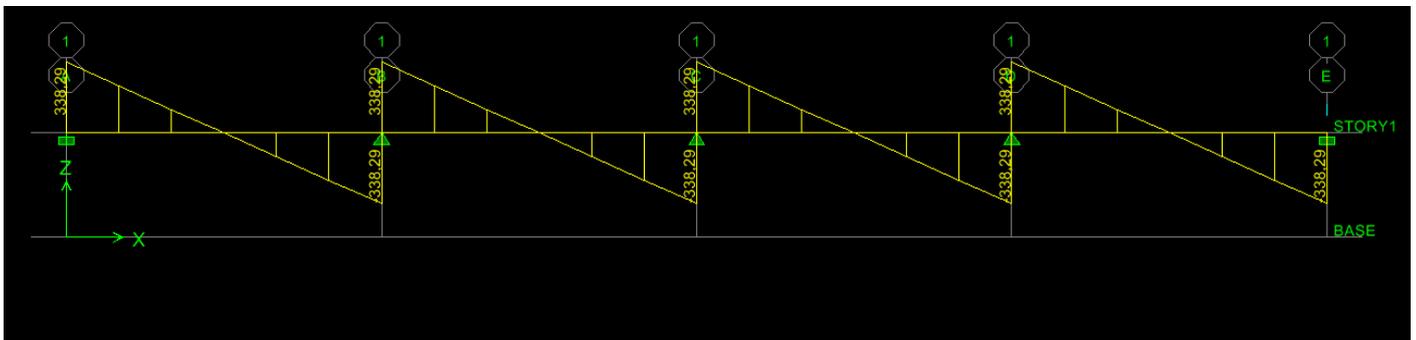
★ ELU :



Le chargement à ELU

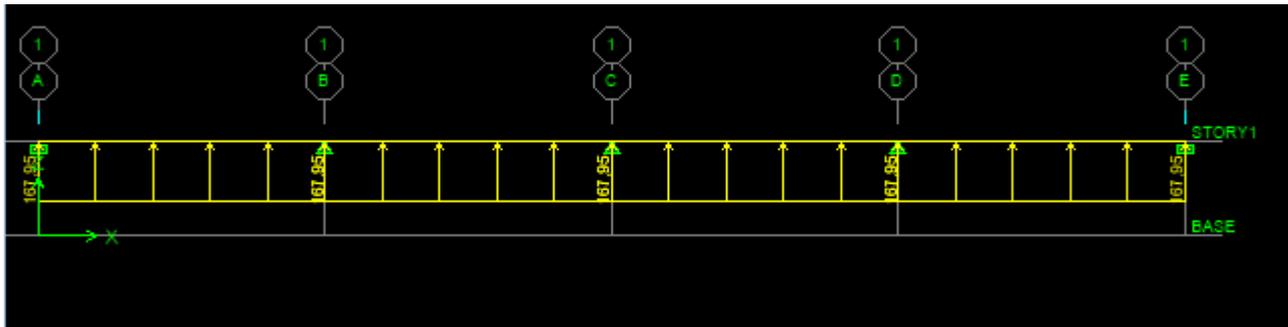


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

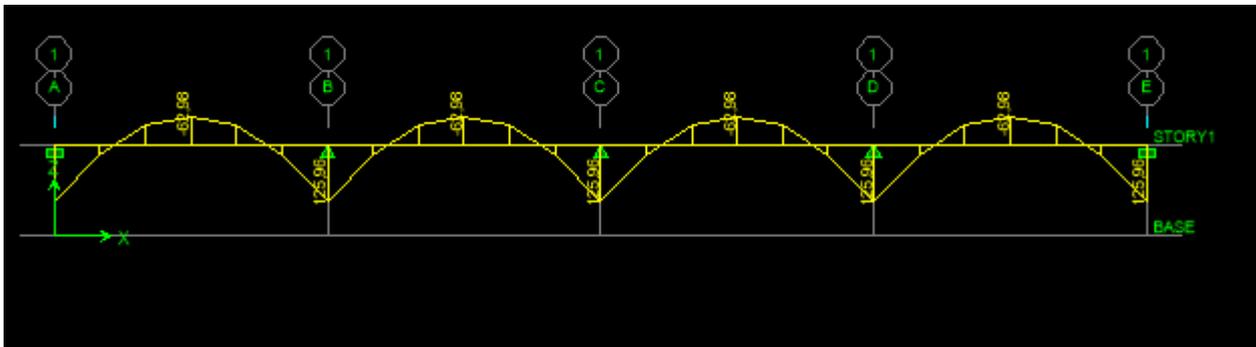


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

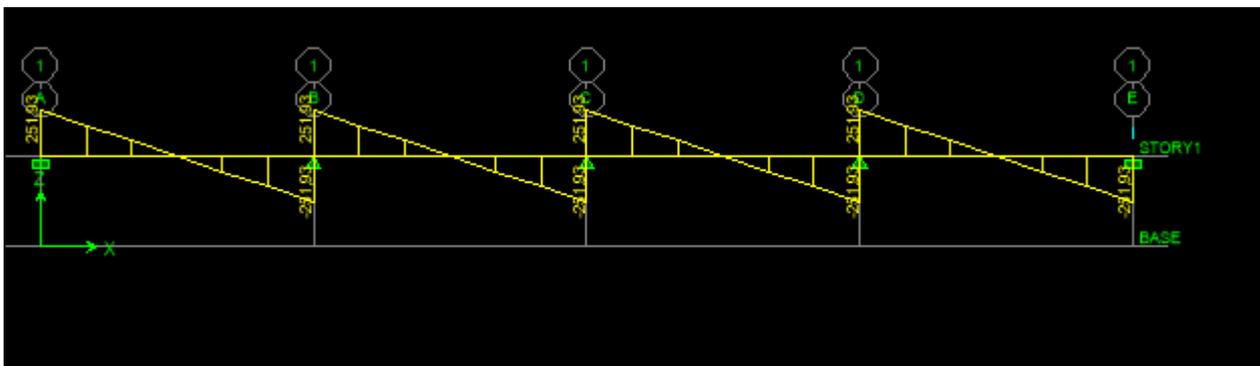
★ ELS :



Le chargement à l'ELS



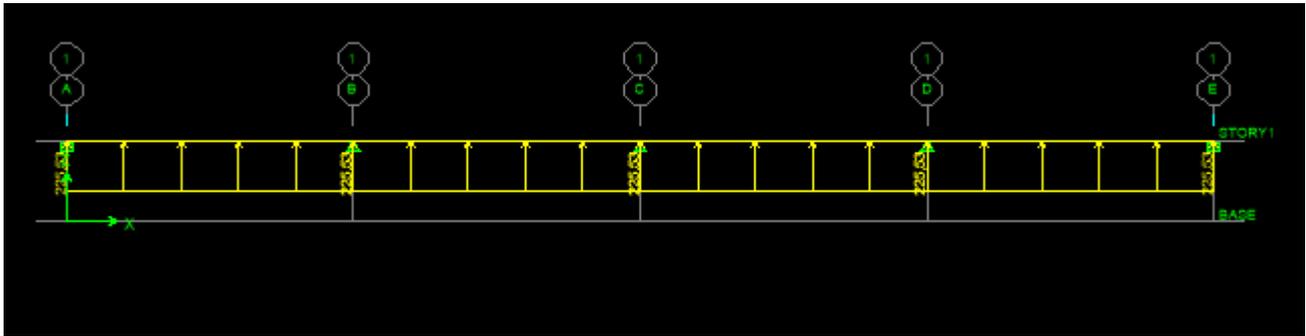
Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS



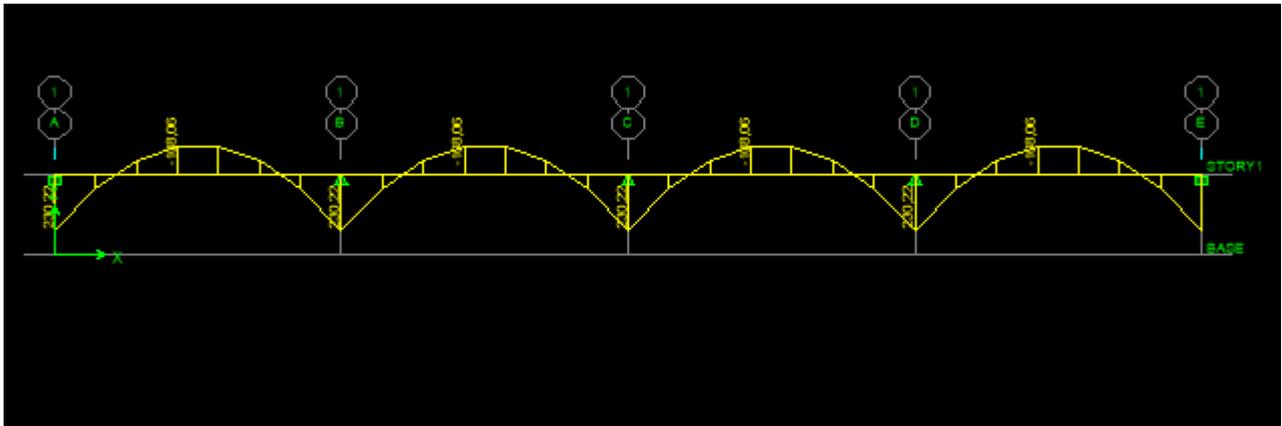
Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Sens (Y-Y) :

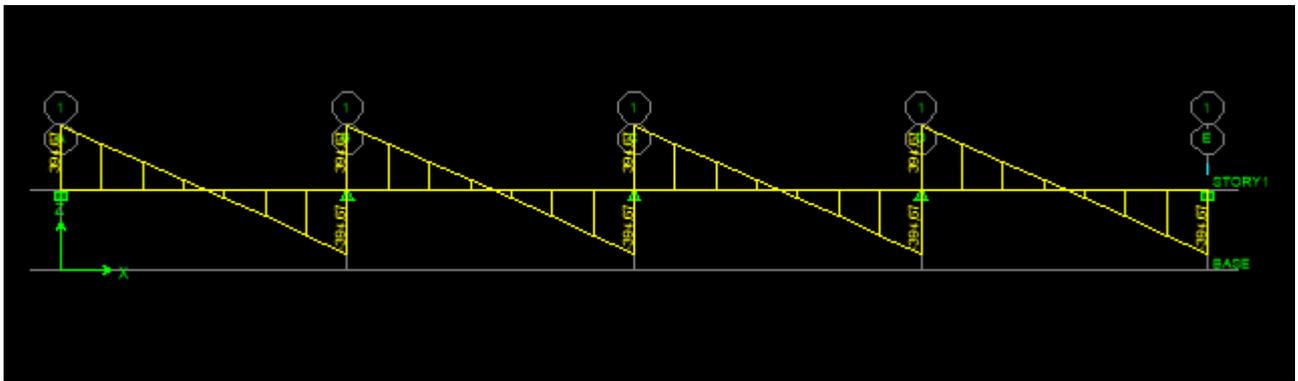
★ ELU



Le chargement à ELU

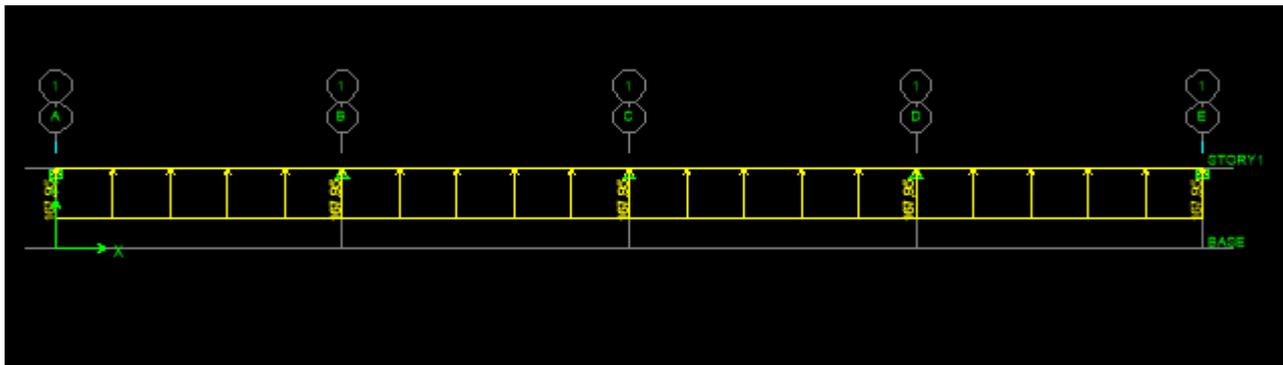


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

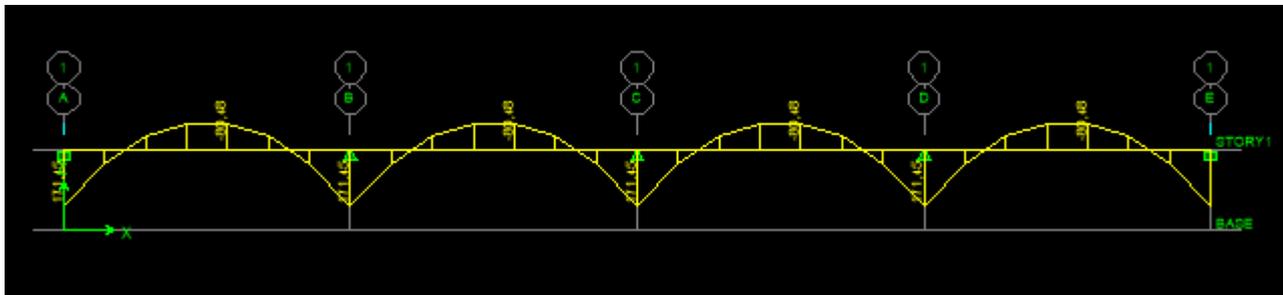


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

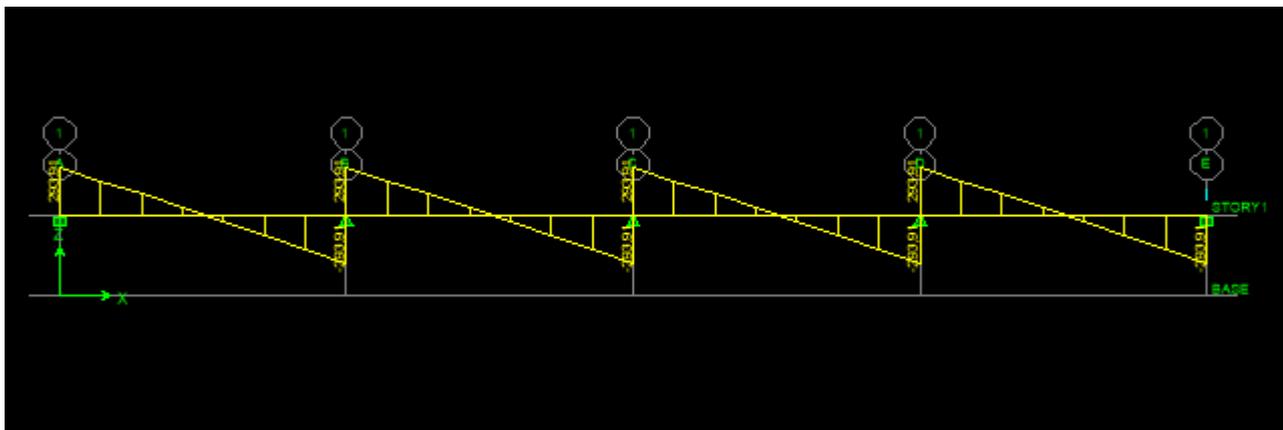
ELS :



Le chargement à ELS



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS



Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	$M_u = 84.57 \text{ KN.m}$	$M_u = 108.06 \text{ KN.m}$
	$M_s = 62.98 \text{ KN.m}$	$M_s = 80.48 \text{ KN.m}$
Moments (Appuis)	$M_u = 169.14 \text{ KN.m}$	$M_u = 230.22 \text{ KN.m}$
	$M_s = 125.96 \text{ KN.m}$	$M_s = 171.45 \text{ KN.m}$
Efforts Tranchants	$T_u = 338.29 \text{ KN}$	$T_u = 394.67 \text{ KN}$
	$T_s = 251.93 \text{ KN}$	$T_s = 293.91 \text{ KN}$

3)

4) Calcul des armatures longitudinales :

Sens X-X :

$b = 50 \text{ cm}$ ;  $h = 80 \text{ cm}$ ;  $d = 77 \text{ cm}$  ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{169.14 \times 10^6}{500 \times 770^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\mu = 0.040 \leq 0.392 \dots\dots\dots (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{169.14 \times 10^6}{0.980 \times 770 \times 348} = 6.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 (filante) + 4HA12 (chapeau) = 10.67cm<sup>2</sup>/ml.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{84.57 \times 10^3}{50 \times 77^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 \leq 0.392 \dots\dots\dots (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{84.57 \times 10^6}{0.990 \times 770 \times 348} = 3.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6.15cm<sup>2</sup>/ml.

Sens Y-Y :

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{230.22 \times 10^3}{50 \times 77^2 \times 14.2}$$

➤  $\mu = 0.054 \leq 0.392$  ..... (SSA).  $\longrightarrow \beta = 0.972$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{230.22 \times 10^6}{0.972 \times 770 \times 348} = 8.84 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 (filante) + 4HA12 (chapeau) = 10.67cm<sup>2</sup>/ml.

➤ En travée :

➤  $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{108.06 \times 10^3}{50 \times 77^2 \times 14.2} = 0.026$

➤  $\mu = 0.026 \leq 0.392$  ..... (SSA).  $\longrightarrow \beta = 0.987$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{108.06 \times 10^6}{0.987 \times 770 \times 348} = 4.08 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6.15 cm<sup>2</sup>/ml.

Les résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	4HA14+4HA12	4HA14+4HA12
Travée	4HA14	4HA14

• **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 77 \times 2.1}{400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

Aux appuis :  $A_{st} = 10.67 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 4.65 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 6.15 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 4.65 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

Sens Y-Y :

Aux appuis :  $A_{st} = 10.67 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 4.65 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 6.15 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 4.65$  ..... Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi^t}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

**Espacement des armatures :**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi \right\} = \min \left\{ 20 ; 14.4 \right\}$$

Soit : **St =10cm**

**En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 40\text{cm}.$$

Soit : **St = 15 cm.**

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}.$$

➤ Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{338.29 \times 10^3}{500 \times 770} = 0.878 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{394.67 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de peau (Art 8.3/BAEL91) :**

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'eau moine 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1\text{ml} \times 1.2} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Soit donc 2HA12 avec  $A_p = 3.08 \text{ cm}^2$ .

• Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

➔ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  (MPa)

➔ Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> ) (ELU)	$\rho_1$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	125.96	10.67	0.277	45.24	0.980	15.64	348	3.5	15	CV
	Travée	62.28	6.15	0.160	60.76	0.990	132.84	348	2.19	15	CV
Y- Y	Appuis	171.45	10.67	0.277	45.24	0.972	214.69	348	4.74	15	CV
	Travée	80.48	6.15	0.160	60.76	0.987	172.19	348	2.83	15	CV

**VII.XI- Ferrailage du débord :**

Le débord doit être calculé comme une console encastree au niveau du radier et soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

➤ A l'ELU :

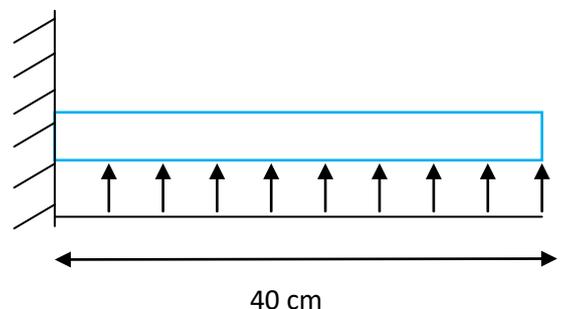
$$q_u = 225.526 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = -28.19 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS :

$$q_s = 167.95 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = -20.99 \text{ KN.m}$$



VII.7 : Schéma statique d'un débord

➤ **Calcul des Armatures :**

b=1m ; d=22.5cm ; fbc=14.2MPa ;  $\sigma_b = 348\text{MPa}$

➤ 
$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.19 \times 10^3}{50 \times 225^2 \times 14.2}$$

➤  $\mu = 0.0008 \leq 0.392 \dots\dots\dots (SSA). \longrightarrow \beta = 1$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{-28.19 \times 10^6}{1 \times 225 \times 348} = -3.06 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml Avec un espacement St=25 cm.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2.$$

On prend 4HA12 /ml = 4.52cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 25 cm.

✓ **Vérification à L'ELU :**

**Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91) :**

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

- d : hauteur utile = h – c = 25 – 2.5 = 22.5 cm
- c : enrobage = 2.5 cm
- b : largeur de la section = 50 cm
- $f_{t28}$  : contrainte de traction du béton = 0.6 + 0.06  $f_{c28}$  = 2.1 Mpa
- $f_e$  = 400 Mpa

$$A_{min} = 0.23 \times 40 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 1.112 \text{cm}^2$$

$A_u = 4.52 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.112 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

✓ **Vérification à L'ELS :**

**Vérification des contraintes dans le béton : (BAEL 91 modifié 99) :**

Institut International d'Ingénierie de l'eau et de l'environnement (2IE) page 75 Révision n°2, juin 2002

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

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

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{28.19}{20.99} = 1.34$$

$$\mu=0.032 \longrightarrow \alpha=0.0406$$

$$0.0008 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.34-1}{2} + 0.25 = 0.42 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

## *Conclusion générale*

---

Le projet c'est articulé principalement sur deux parties essentielles : l'une, l'utilisation du cursus universitaire c'est-à-dire l'application des connaissances acquises durant cette formation. L'autre, approfondissement ou bien complément scientifique dans le but de calculé une structure en béton armé.

Les majeurs conclusions peuvent être d'écrite comme suit :

- Modification ou aménagement des plans pour assuré la résistance et la stabilité de la structure, on peut cité des éléments la création et positionnement des voiles en béton armé, le déplacement de la cage d'ascenseur .....
- Le comportement de la structure initiale n'est pas conforme aux exigences du RPA. En effet, la période de vibration sous calcul dynamique dépasse de plus 30% de celle donnée par le RPA.
- L'ajustement de le structure à permis de solutionnées ce phénomène de la période.
- Le dimensionnement convenable des éléments porteurs à permet d'amélioré le déplacement de la structure.
- Le dimensionnement à dite quoi des sections de béton des différentes éléments du bâtiment a permet d'aboutir à un ferrailage conforme.

Le problème récurrent de surdimensionnement des sections de béton aboutissants à un ferrailage négatif section d'armatures de calcule inférieur  $< 0$  à été évité.

On espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

### ***Règlements :***

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91/Version99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

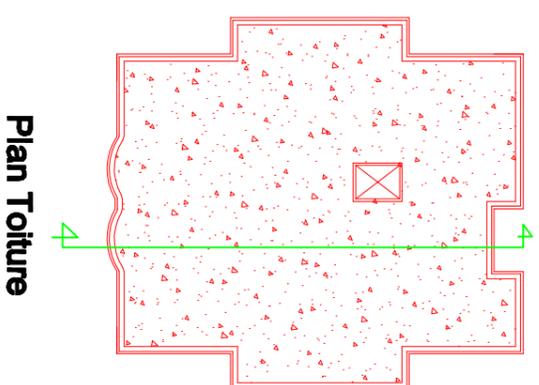
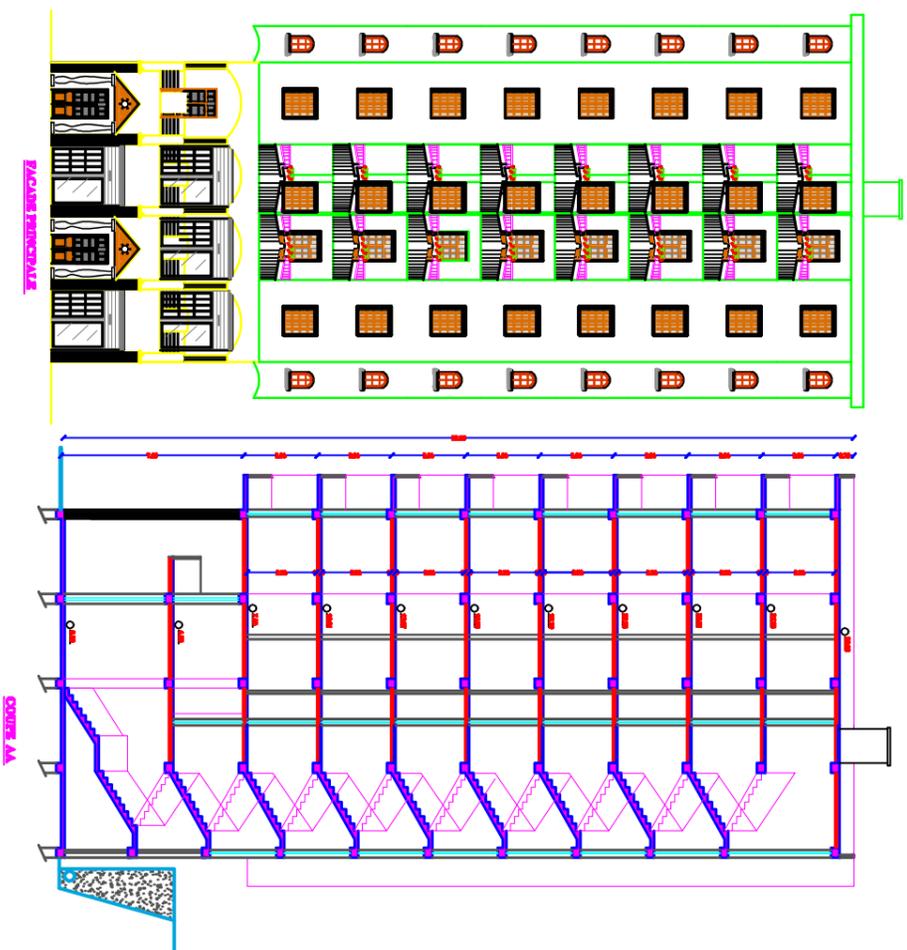
### ***Cours :***

- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment

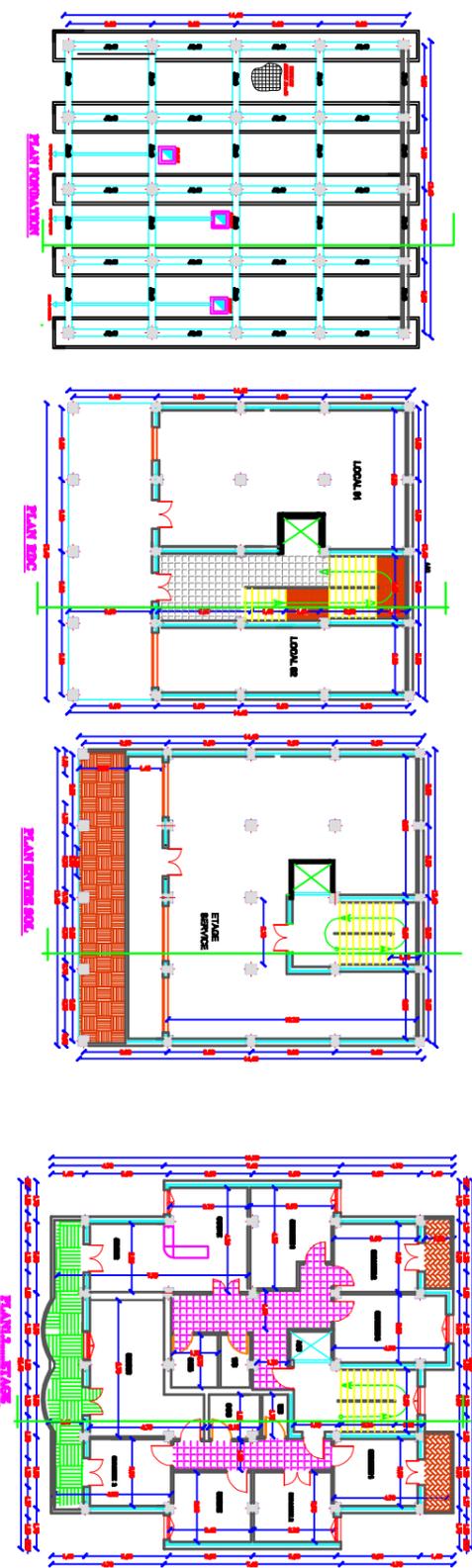
### ***Logiciels et programmes :***

- ETABS version 9.6.0. (Analyse des structures).
- AUTOCAD 2016 (Dessin).
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc).
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC

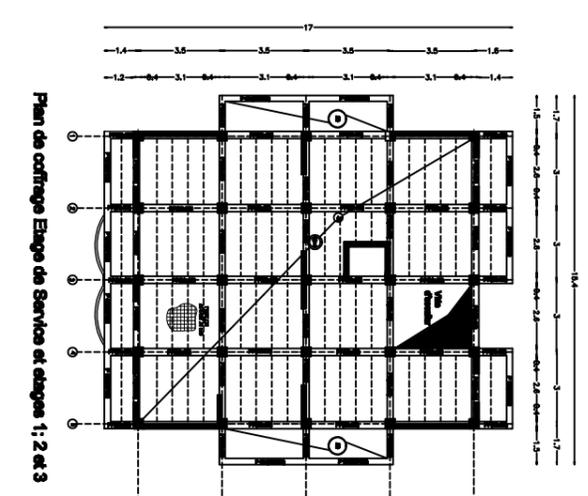
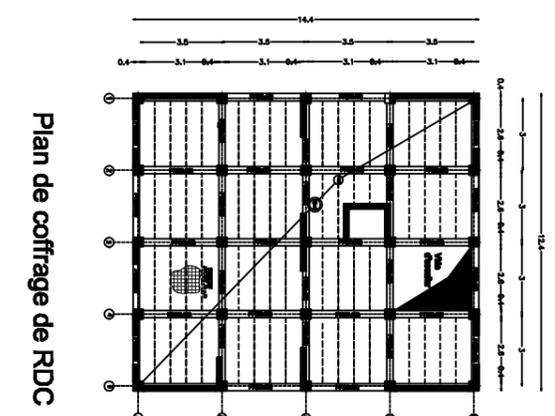
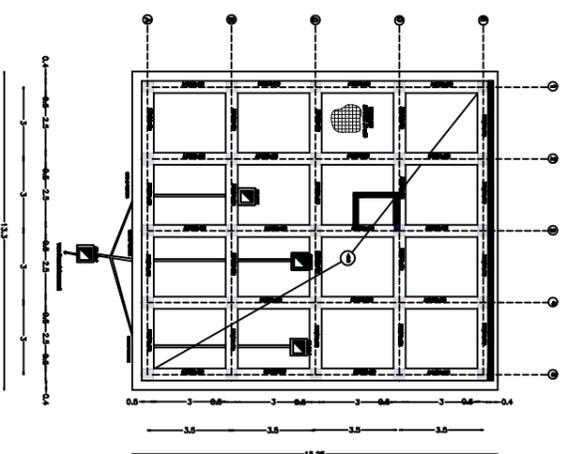
# LES PLANS D'ARCHITECTURES



Plan Toiture



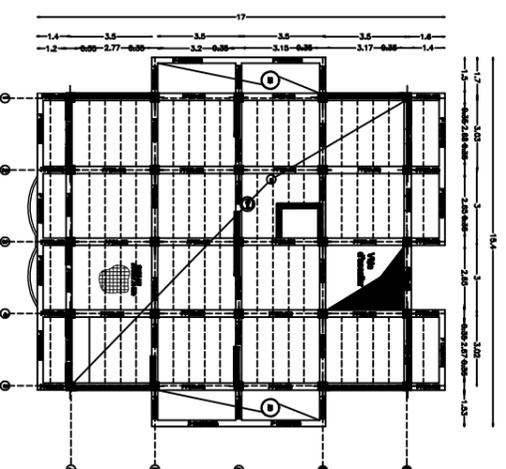
# LES PLANS DE COFFRAGES



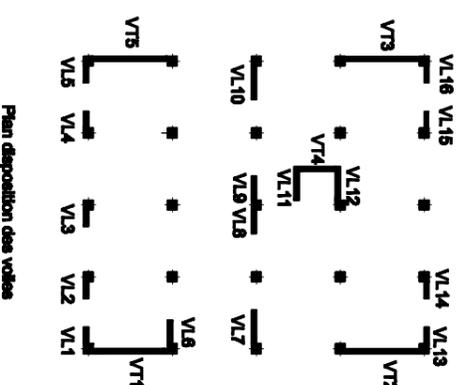
Plan de coffrage des fondations

Plan de coffrage de RDC

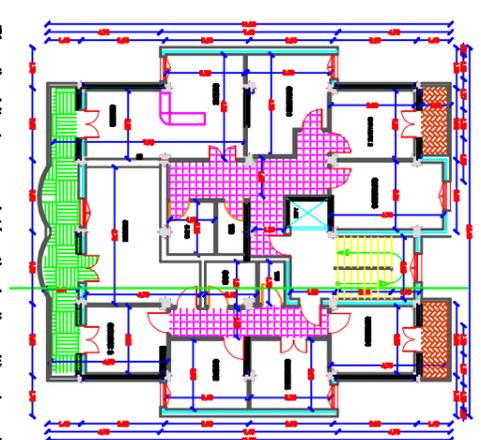
Plan de coffrage Etage de Service et étages 1: 2 et 3



Plan de coffrage Etages 4: 5: 6: 7 et 8

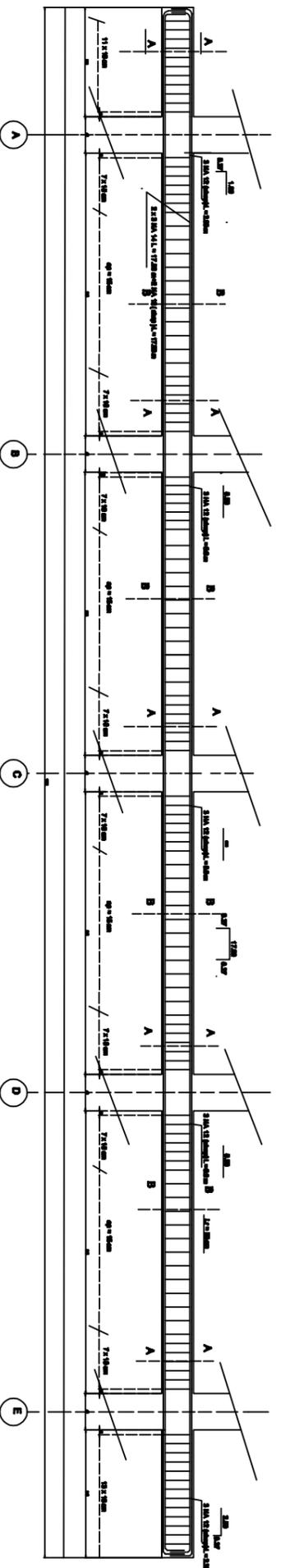


Plan disposition des voiles

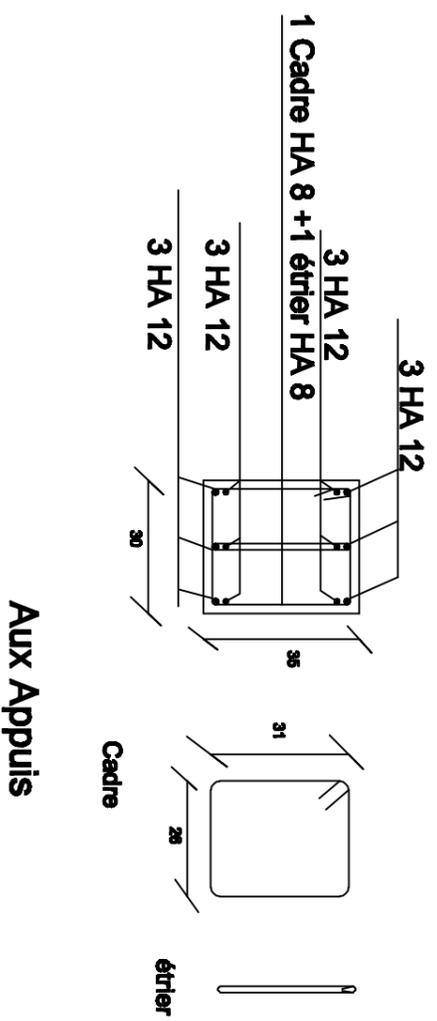


Plan d'architectur avec intégration la disposition des voiles

# Poutre Principale

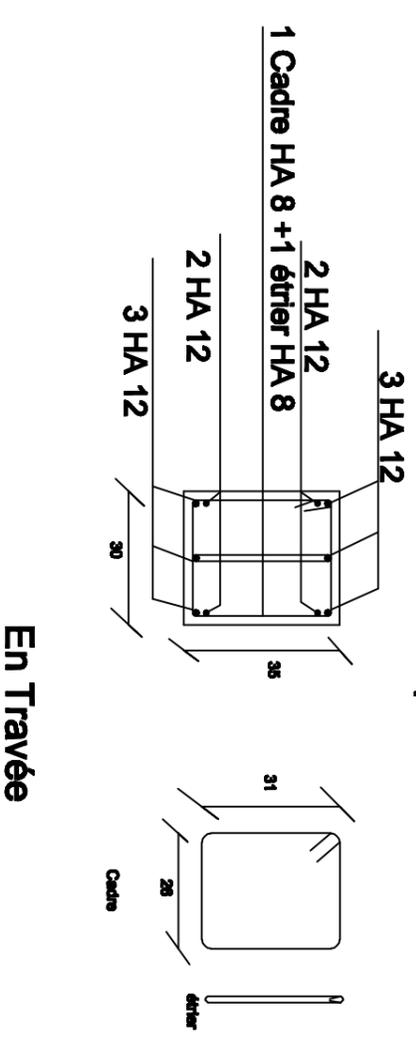


Coupe A-A



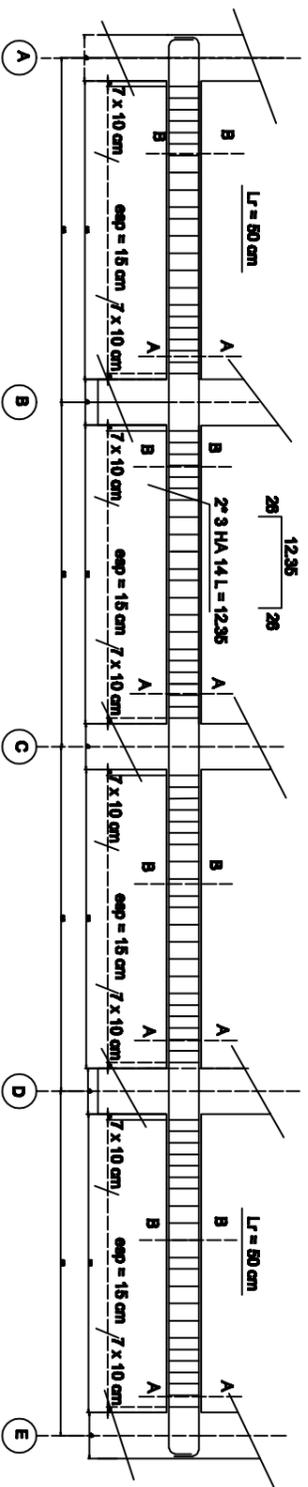
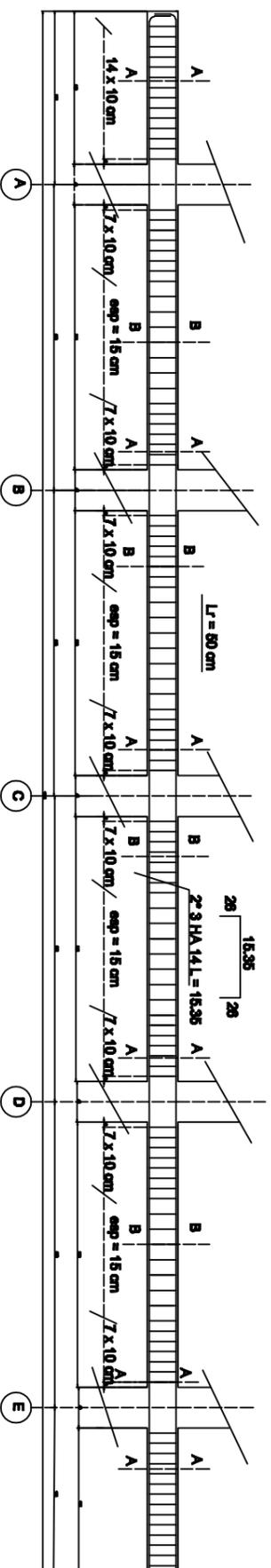
Aux Appuis

Coupe B-B

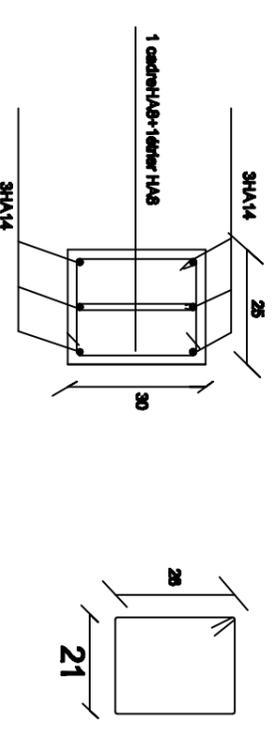


En Travée

## Poutre Secondaire

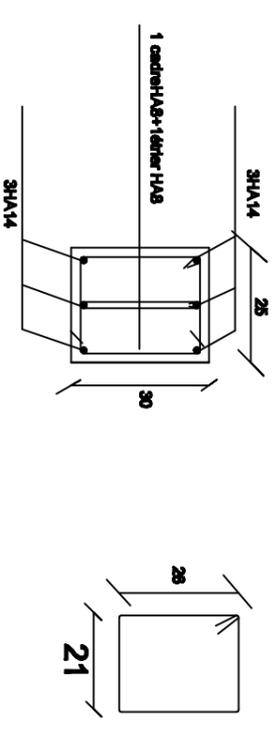


Coupe A-A et B-B



Aux Appuis et En Travée

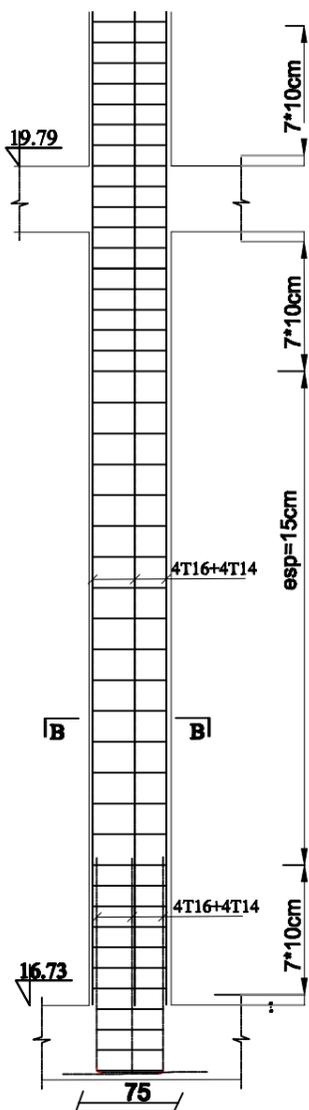
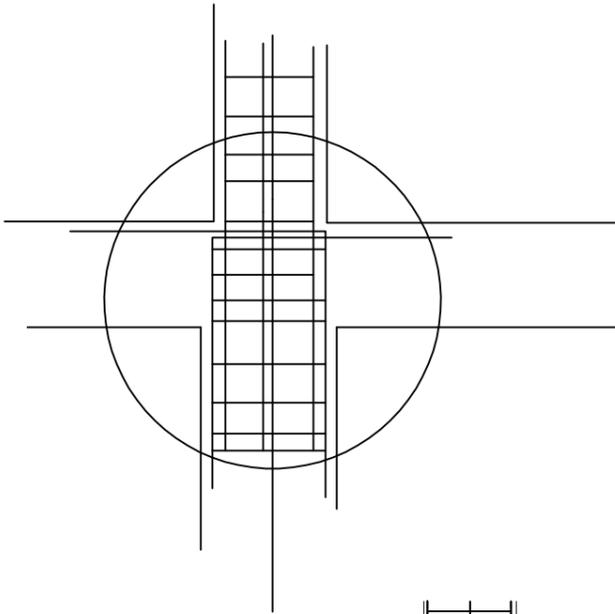
Coupe A-A et B-B



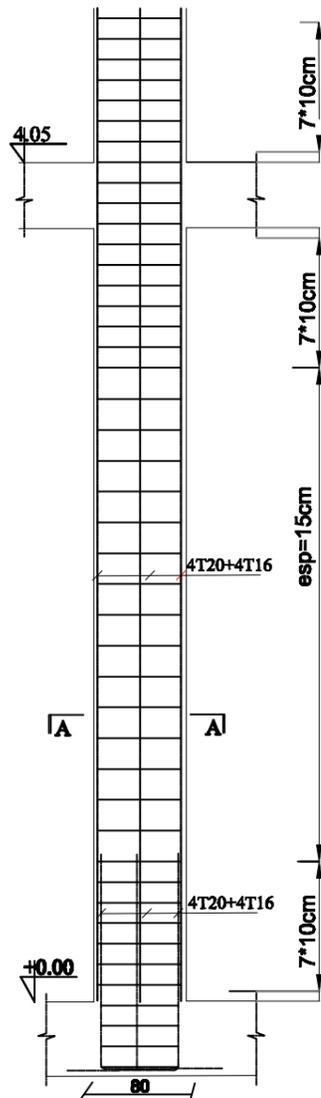
Aux Appuis et En Travée

# LES PLANS DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

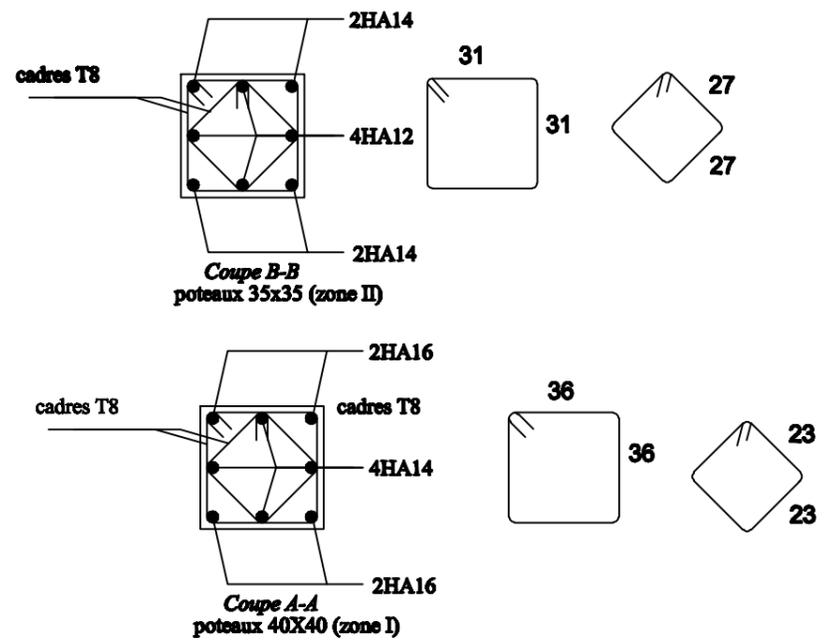
Détail de changement de section



FERRAILLAGE POTEAU(35x35) cm<sup>2</sup>



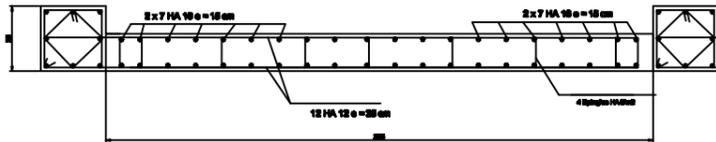
FERRAILLAGE POTEAU(40x40) cm<sup>2</sup>



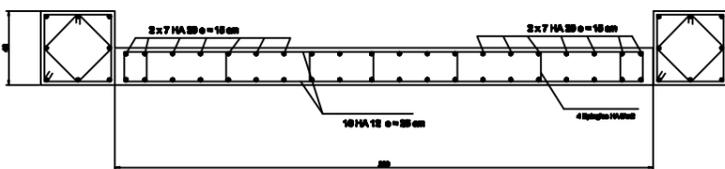
# LES PLANS DE FERRAILLAGE DES VOILES

## Voiles VT1 VT2 VT3 et VT5

Zone II

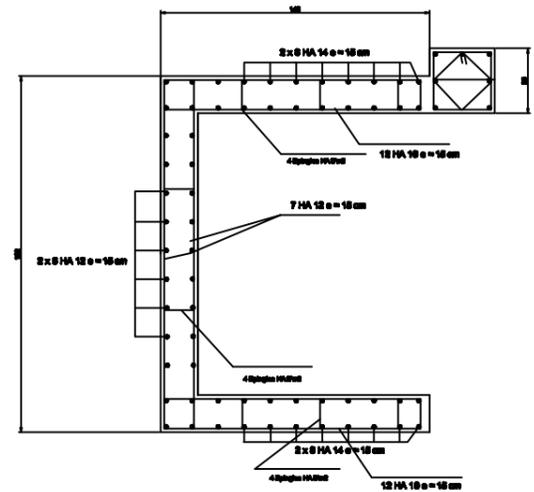


Zone I

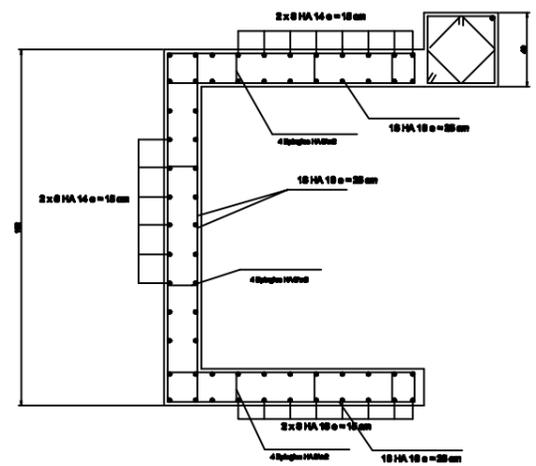


## Voiles VL11 VL12 et VT4 de cage d'ascenseur

Zone II

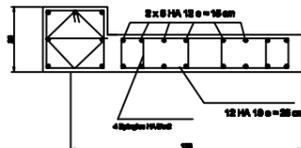


Zone I

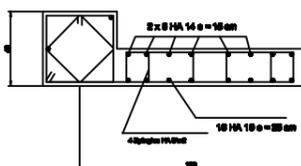


## Voiles VL6 VL8 et VL9

Zone II

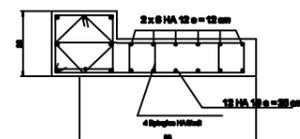


Zone I

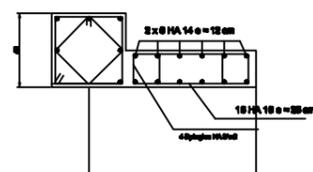


## Voiles VL1 VL2 VL3 VL4 VL5 VL13 VL14 VL15 et VL16

Zone II

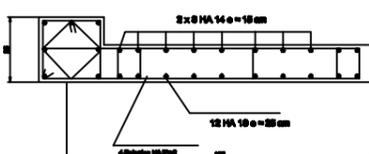


Zone I

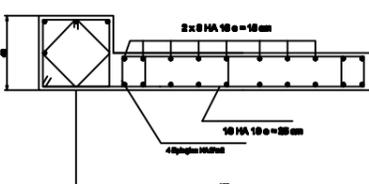


## Voiles VL7 et VL10

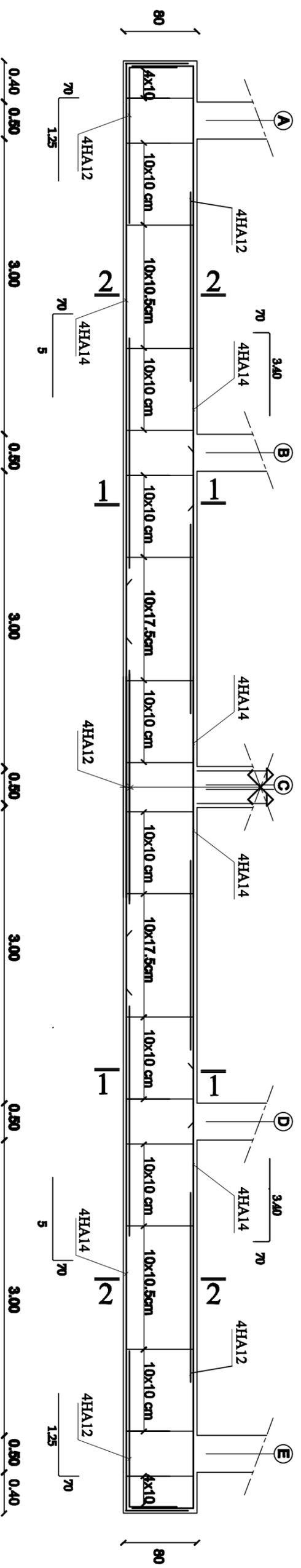
Zone II



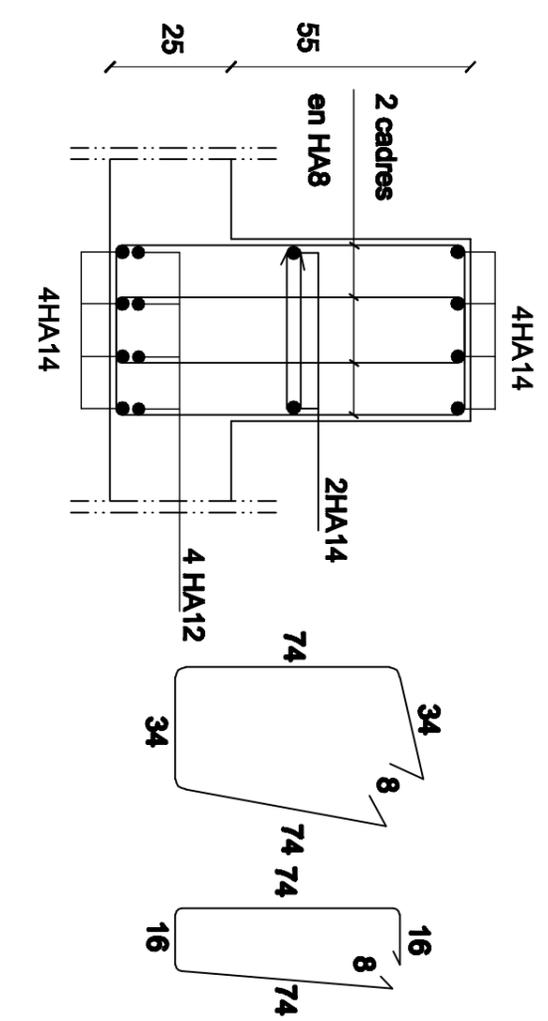
Zone I



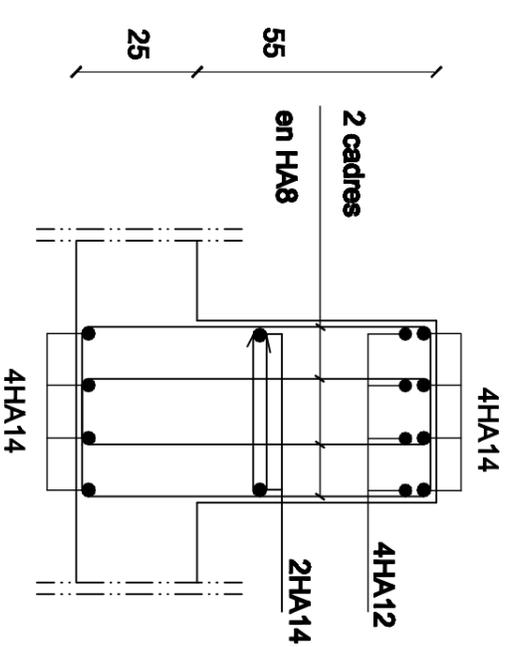
# ferrailage de la nervure



**Coupe 1-1**



**Coupe 2-2**

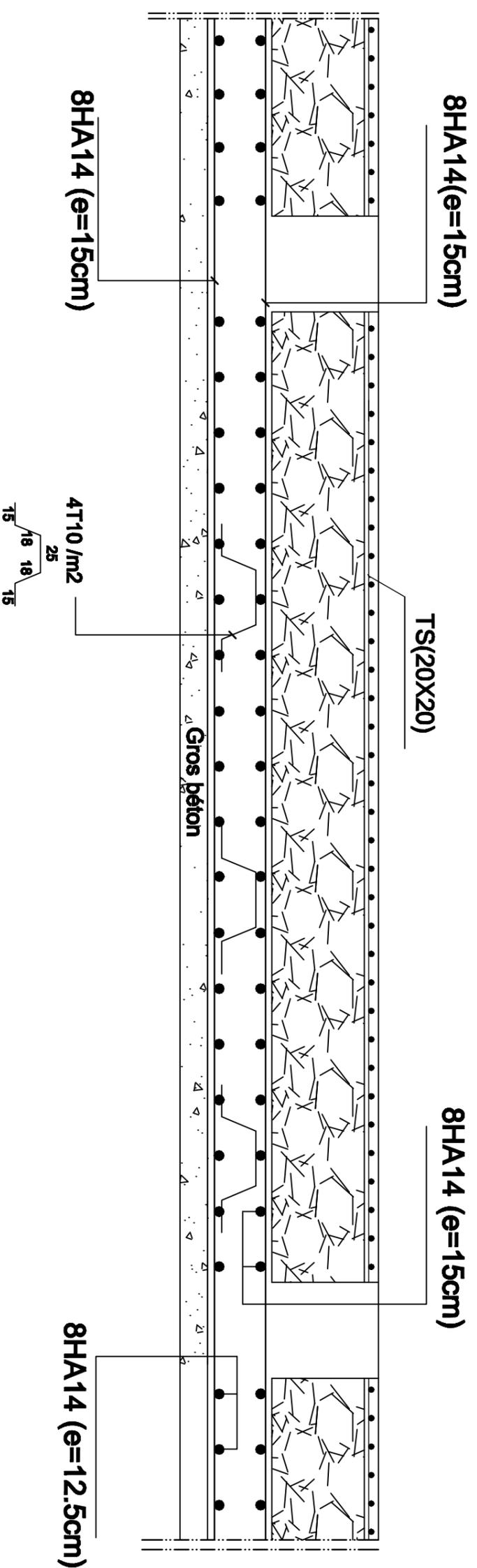


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

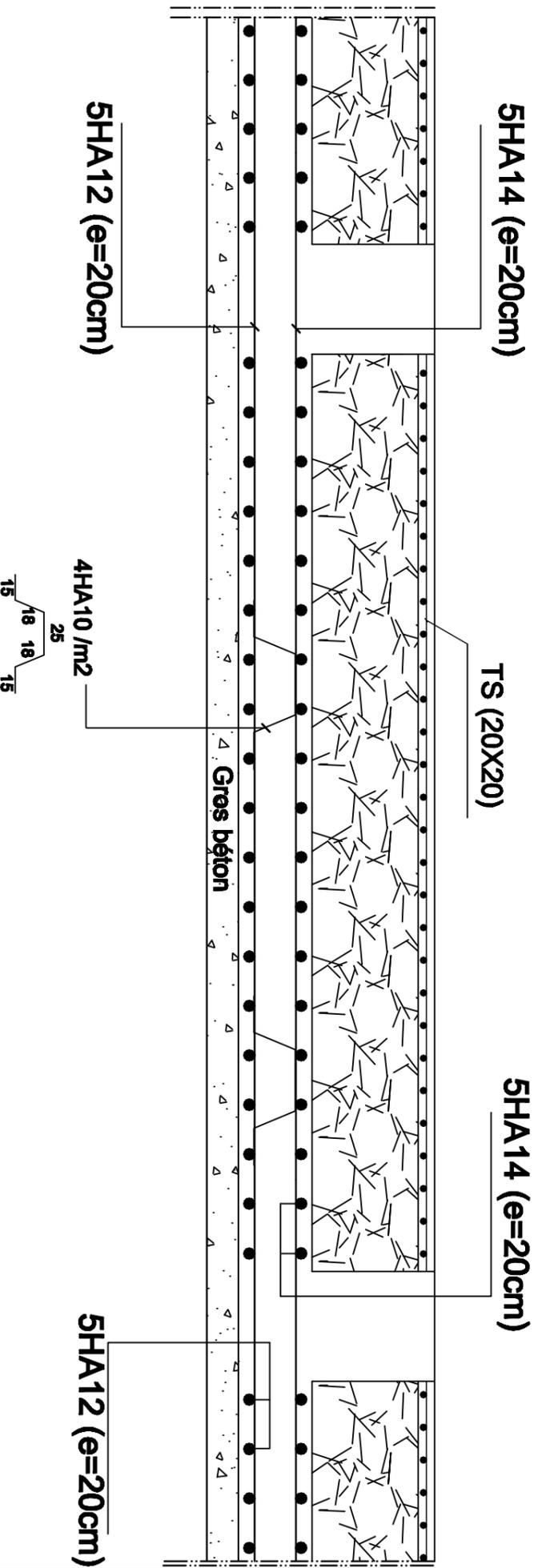
ETUDE PAR:		TITRE:	
AFETTOUCHE KATIA		Ferrailage de la nervure	
AIT OUAHAB DJAMILA			
DIRIGE PAR:			
Mena Hached Hadak Ourid			
PROMOTION 2017-2018		PLANCHE N°	ECHELLE

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE

## Sens longitudinal



## Sens transversal



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
FACULTE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : AËTTOUCHE KATIA AT OUARAB DJAMILA	TITRE: Ferrailage du radier
DIRIGE PAR : Mme Haddad Melak ourda	PLANCHE N°
PROMOTION 2017-2018	ECHELLE