

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil



## Thème

Étude d'une tour (R+12) à usage d'habitation et commercial à contreventement mixte(portiques+voiles) modélisé avec logiciel ROBOT 2010

### Présenté par

CHALLAL HASSIBA

CHIKDENE OUAFA

SI HADJ MOHAND SAIDA

### Encadré par

Mr ATLAOUI DJAMEL

**Promotion : 2013/2014**

# Remerciement

*Toute notre reconnaissance et remerciements à ALLAH, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.*

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Mr ATLAOUI pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour me venir en aide.*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous*

## Dédicace



*Dieu merci, Dieu merci Dieu merci... !*

*Je dédie ce modeste travail à la mémoire de ma mère.*

*A mon très cher père pour son aide et son soutien tout au long de mes études, et qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de lui donner au moins le minimum car quoique je face j'arriverai jamais à lui rendre tout.*

*A mon très cher grand frères : Mourad ,sa femme Lilaty et ses deux filles Lilia et Nora,*

*A mes très chers frères : Rafik; Zoubir et Yanis*

*A mes très chères sœurs : Nada , Salima, son mari et ses enfants (Rabahi, Rbaha, Saadi)*

*A ma belle mère : Rbaha*

*A Saïd qui ma vraiment soutenu durant tous mon cursus*

*A tout mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants.*

*A mes binômes ouafa et hassiba.*

*A mes amies : Djaouida, Sonia, Sabiha , Ouafa, Kahina , Sabrina , zaina.*

*A toute la section de Génie civil.*



*Saïda*

## Dédicace



*Dieu merci, Dieu merci Dieu merci... !*

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents pour leur aide et leur soutien tout au long de mes études, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de leur donner au moins le minimum car quoiqu'on face on arrivera jamais à leurs rendre tout.*

*A mes très chers frères : omar, said sa femme ouiza et ses enfants hamza et oussama*

*A mes très chères sœurs safia, karima, fahima et sa famille.*

*A mama zaina.*

*A mon fiancé massinissa que je remercie profondément pour sa patience, son soutien et encouragement pour mener à bien mon mémoire et réussir.*

*A ma belle famille.*

*A la mémoire de ma chère grand- mère.*

*A ma chère grand-mère.*

*A tout mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants.*

*A mes binômes saida et hassiba.*

*A mes amies kahina, djaouida, saida ,sabiha, sonia ,sabrina ,zaina , ,hadjira .*

*A toute l'équipe de Génie civil.*



*ouafa*

## Dédicace



*Dieu merci, Dieu merci Dieu merci... !*

*Je dédie ce modeste travail :*

*Spécialement à la plus belle femme du monde : Yemma, qui m'a toujours soutenue et été à mes coté, durant toute ma vie.*

*À mon très cher père : qui m'a guidé et encouragé à suivre le bon chemin. Je vous dis merci, que dieu vous garde.*

*À mon très chères Frères : Djamel que je remercie jamais assez*

*À ma grande sœur : Karima qui ma soutenue durant tout mon cursus .*

*À mes petites sœurs adorables : Difia et Hanifa que j'admire beaucoup.*

*À mes grands parents que j aime énormément.*

*À mon très chère Mari , Mr BOUKHERROUB HOCINE que je remercie profondément pour sa patience, son soutien et encouragement pour mener à bien mon mémoire et réussir.*

*À ma belle famille.*

*À Mes binôme : Ouafa et Saida*

*À toutes mes ami(e)s et particulièrement: Amel et Karima Daly, Zoua que j'aime hyper fort, Nouara, Karima, Souhila .*



*Hassiba*

# Sommaire

*Introduction générale.*

*Chapitre I: Présentation de l'ouvrage*.....1

*Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments*.....11

*Chapitre III: Calcul des éléments non-structuraux*

III.A .Acrotère.....	29
III.B .Plancher.....	38
III.C .Balcons.....	62
III.D. Escalier .....	80
III.E .Poutre palière.....	118
III.F. Salle machine.....	130

*Chapitre IV: Etude du contreventement* .....144

*Chapitre V: Modélisation de la structure et vérification de RPA...* 176

*Chapitre VI: Ferrailage des poutres*.....219

*Chapitre VII: Ferrailage des poteaux*.....234

*Chapitre VIII: Ferrailage des voiles* .....256

*Chapitre IX: Etude de l'infrastructure* .....278

*Conclusion générale*

*Bibliographie*

# Introduction générale

*Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.*

*Les ingénieurs de génie civil s'occupent, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations 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 au public et la protection de l'environnement.*

*L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.*

*Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.*

*Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.*

*Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.*

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

*Dans notre projet d'étude d'une tour(R+12) contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT 2010.*

# Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

---

## I -Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'une tour (R+12) à usage d'habitation et commercial a ossature mixte (portique « poteau-poutre » et voile en béton armé).Cet ouvrage sera implanté a la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes «RPA99 / Version 2003» comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne ». La structure est composée :

- D'un RDC à usage commercial.
- Douze étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

## I-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

### En élévation :

- ✓ Hauteur totale : 40.95m.
- ✓ Hauteur du RDC : 4,23m.
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3,06 m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0.6m.

### En plan :

- ✓ longueur du bloc : 22,40 m.
- ✓ largeur du bloc : 18 m.

## I-3- Eléments de l'ouvrage :

### I-3-1- Ossature :

L'ouvrage sera réalisé en béton armé pour que celui-ci résiste à l'effort du séisme, les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version 2003 » préconise, pour toute structure Dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en portiques (transversaux et longitudinaux) qui reprennent les charges verticales et par des voiles en béton armé disposé dans les deux sens qui assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

### I-3-2- Planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction.

# Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

---

- ✓ Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges verticales et horizontales et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.
- ✓ Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux et dalle pleine).

- ✓ Les planchers des étages courants et les balcons sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- ✓ Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- ✓ Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), les autres planchers sont en corps creux.

### **I-3-3- Escalier et cage d'ascenseur :**

La bâtisse sera dotée d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, Les escaliers des étages seront composés de deux volées et un palier de repos intermédiaire En plus des escaliers, le bâtiment comportera une cage d'ascenseur qui servira à déplacer Facilement les personnes et les différentes charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, elle sera réalisée en béton armée coulée surplace.

### **I-3-4- La maçonnerie :**

- ✓ **Les murs extérieurs :** seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 [cm] D'épaisseurs séparées d'une lame d'air de 5 [cm] .... (10+5+10).
- ✓ **Les murs intérieurs :** sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

### **I-3-5- Revêtements :** Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

### **I-3-6- Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 [m] de hauteur, réalisé en béton armé Coulé surplace ; il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

### **I-3-7- Le système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique, de façon à limiter le temps d'exécution pour les voiles et les dalles pleines, et un coffrage traditionnel en bois pour les portiques.

## I-3-8- 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 de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## I-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier, le mortier, le carrelage, la brique, qui doivent tous satisfaire la réglementation en vigueur.

### I-4-1- Béton :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant Hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment (CPA 325).  
Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

#### I-4-1-1- Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances :

##### ✓ Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$ :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée  $f_{c28}$ , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

à 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

# Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

---

$$f_{c28} = f_{cmoy} - KS$$

$K$  : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64.  
Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour  $j \leq 28$  jours, elle est déterminée est calculée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83 \times j)} \times f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1,40+0,95 \times j)} \times f_{c28} \longrightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (\text{BAEL91/A.2.1,11})$$

✓ **Résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jour, notée par  $f_{tj}$ , est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91 modifiées 99})$$

Dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ Mpa}$$

### I-4-1-2- Contraintes limites:

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposées dans le B.A.E.L99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou L'un des éléments est strictement satisfait et cesserait de l'être en cas de modification Défavorable d'une action. On distingue deux états limite.

✓ **Etat limite ultime (ELU):**

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculément), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \quad \text{en situation courante.} \end{array} \right.$$

# Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_b=1.15$  en situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

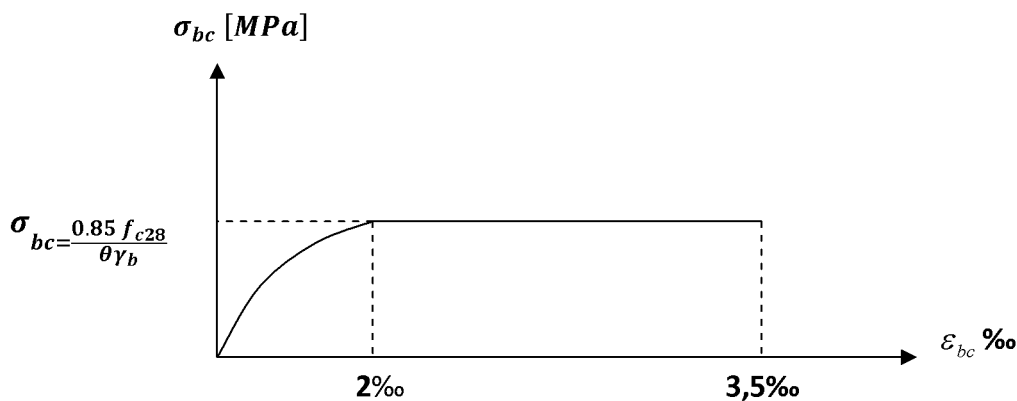
$\theta = 1 \rightarrow t > 24h$        $\theta = 0.9 \rightarrow 1h \leq t \leq 24h$        $\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1h$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

à j = 28 jours en situation courante,  $\theta = 1$  situation durable :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 MPa$$

➤ **Diagramme « Contrainte – Déformation » :**



**Figure I.1 Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)**

Le diagramme est composé :

-D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).

-D'une partie rectangle (état plastique) .

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les Conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à l'ELS.

à  $j = 28$  jour :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

➤ **Diagramme « Contrainte – Déformation » :**

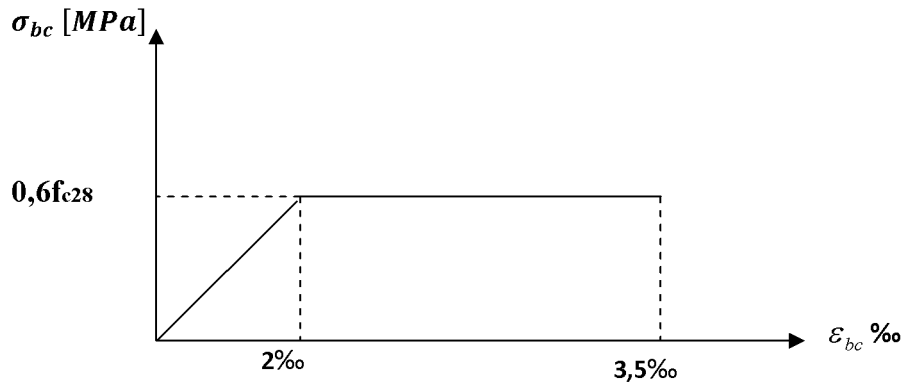


Figure I.2 diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

✓ **Contrainte limite de cisaillement :**

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad (\text{Art. A.5.1, BAEL. 91})$$

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

$b$  : Largeur de la section cisailée.

$d$  : Hauteur utile.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

$\overline{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5\} \text{ [MPa]} = 3,25 \text{ [MPa]} \rightarrow$  Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_u = \min \{0,10 f_{c28} ; 4\} \text{ [MPa]} = 2,50 \text{ [MPa]} \rightarrow$  Fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

**I-4-1-3- Modules d'élasticité:**

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

✓ **Module de déformation longitudinale :**

On distingue 2 modules de déformation longitudinale :

# Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

---

## - Instantanée :

Pour un béton âgé de « j » jours sous un chargement  $\leq 24$  h (contrainte normale) on admet que le module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa (91.Art.2.1 21BAEL,)}$$

## - Différée :

Pour une durée d'application des charges très grande apparaît le phénomène du fluage (augmentation des déformations dans le temps sous chargement constant). Il est donné par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa (Art.2.1, 22 BAEL 91).}$$

$$\text{à } j=28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij}=32164,2 \text{ MPa} . \\ E_{vj}=10818,86 \text{ MPa} . \end{cases}$$

## ✓ Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

**E** : module de Young

**$\nu$**  : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

Avec :

**$\nu = 0$**  à l'ELU (état limite ultime).

**$\nu = 0.2$**  à l'ELS (état limite de service).

## I-4-2- Aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas

Le ferrailage se fera en utilisant les trois types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence (feE400).....fe=400 Mpa
- Aciers ronds lisses (feE235).....fe=235 Mpa

# Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

---

- Treillis soudés (TL520)..... $f_e=520$  MPa pour  $\varnothing \leq 6$ mm
- Treillis soudés (TL500) ..... $f_e= 500$  MPa pour  $\varnothing \geq 6$ mm

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

## I-4-2-1- Module d'élasticité longitudinal d'acier :

Quel que soit la nuance de l'acier, on admet généralement une valeur constante qui égal à :

$$E_S=2.10^5 \text{MPa.} \quad (\text{Art. A.2.2.1 / BAEL. 91})$$

## I-4-2-2- Coefficient de Poisson des aciers :

Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) pour les aciers est pris égal à 0.3.

## I-4-2-3- Contraintes limites de l'acier :

### ✓ Contrainte limite ultime :

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{su} \quad (\text{Art. A.4.3.2/BAEL. 91})$$

$f_e$ : contrainte d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$

### ✓ Contrainte limite de service :

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. D'après les règles de BAEL, on distingue trois cas de fissurations :

#### ➤ Fissuration peu nuisible :

La contrainte n'est soumise à aucune limitation, dans le cas où les aciers sont protégés.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = f_e \quad (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 modifié 99})$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\overline{\sigma}_s = 235 \text{ MPa}$  pour les RL.  
 $\overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$  pour les HA.

#### ➤ Fissuration préjudiciable :

# Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergées d'eau.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33, BAEL91 modifié 99})$$

## ➤ Fissuration très préjudiciable :

Dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A. 4.5.34, BAEL91 modifié 99})$$

$\eta$ : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les RL et TL} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les HA pour } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 & \text{pour les HA pour } \varnothing < 6\text{mm} \end{cases}$$

## ➤ Diagramme « contrainte – déformation »:

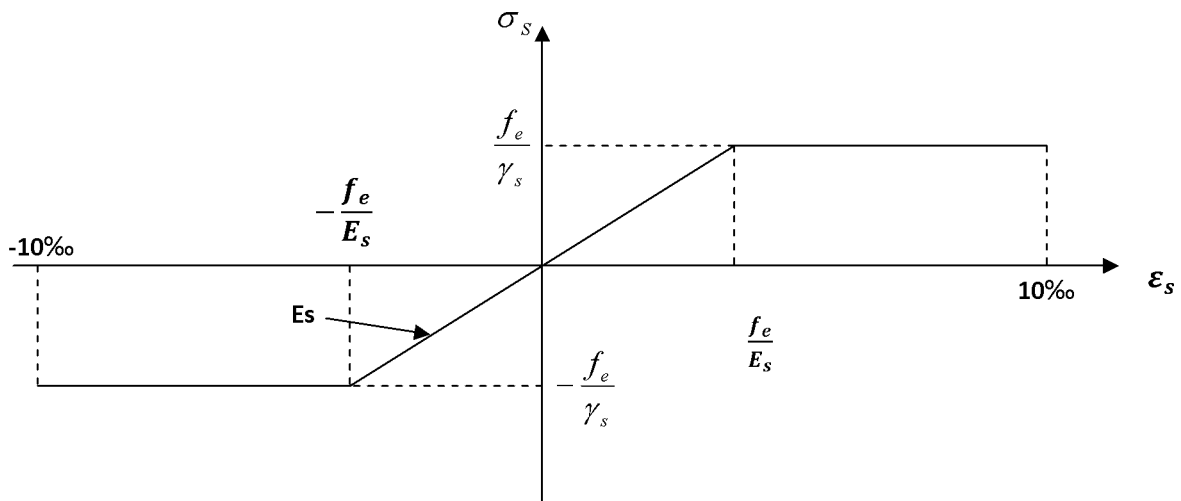


Figure I.3 Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

## ✓ Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99/ Art 5.11})$$

Avec :

$V_u$ : valeur de l'effort tranchant à L'ELU.

$b_0$ : largeur de la bonde considérée.

*d*: hauteur utile de la section.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min(0,1f_{c28}; 3)MPa$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0,1f_{c28}; 4)MPa$$

### **I-4-2-4- Protection des armatures : (Art A.7.1, BAEL91modifié99)**

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 ≥ 5 [cm]** : Pour les éléments exposés à la mer et en contact avec la terre, aux embruns, aux brouillards salins et à toute sorte d'atmosphère à caractère agressif (industrie chimique).
- **C ≥ 3 [cm]** : Pour les éléments soumis à un contact avec un liquide (Réservoir, Tuyaux,...) ou les éléments exposés aux intempéries (pluie, neige...), ou des condensations.
- **C ≥ 1 [cm]** : Pour les éléments situés dans les locaux couverts ou clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

### II-1) Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles.

### II-2) Pré-dimensionnement des éléments :

#### II-2-1) Les planchers :

##### a) planchers en corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

$h_t$ : épaisseur du plancher.

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

**Min ( $b_1$ ,  $h_1$ )  $\geq 25$  cm en zones I et IIa (exigé par le RPA).**

Dans notre cas :  $L_{max} = 400 - 25 = 375$  cm

Ce qui nous donne :  $h_t \geq \frac{375}{22,5} = 16,66$  cm on prend  $h_t = 20$  cm.

On optera pour un plancher une épaisseur de  $h_t = (16 + 4)$  (cm).

Soit :

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

Il sera valable pour tous les planchers.

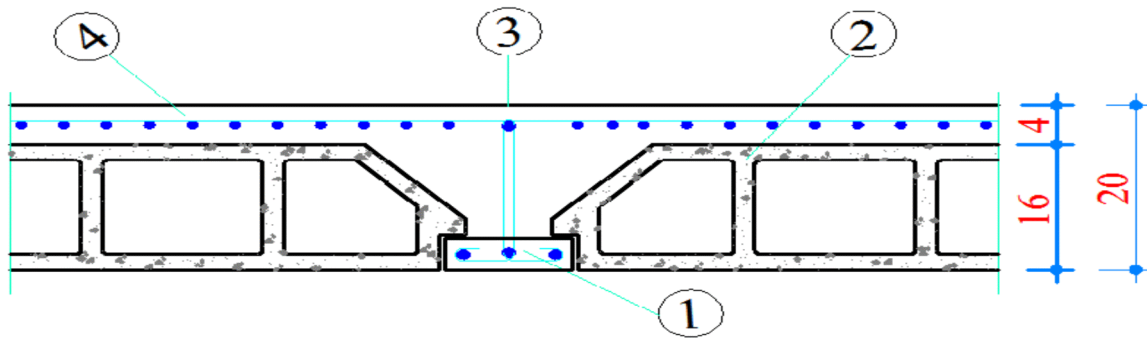


Fig. II-1 : Coupe d'un plancher en corps

- |                |                         |
|----------------|-------------------------|
| 1- Poutrelle   | 3- Treillis soudé       |
| 2- Corps creux | 4- Dalle de compression |

### b) Plancher en dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

#### ✓ Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas :  $L_0 = 1.20 \text{ m} \rightarrow e_1 \geq 1.20 / 10 = 0.12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$ .

$e_1 = 12 \text{ cm}$

#### ✓ Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

Pour deux heures d'exposition au feu l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 11cm  
 $e_2=11\text{cm}$ .

### ✓ Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.  
la protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique  $M_{DP}$  est supérieure à 350 Kg/m<sup>2</sup>.

$$\text{On a: } M_{DP} = \rho_{\text{béton}} \times e_p \rightarrow e_p = \frac{M_{DP}}{\rho_{\text{béton}}}$$

$\rho$ : masse volumique du béton est égale à 2500kg /m<sup>3</sup>.

$$e_p = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} \quad \text{donc} \quad e_3 = 14 \text{ cm.}$$

Donc :  $e = \max (e_1, e_2, e_3) = \max (12, 11, 14) = 14\text{cm}$

### Conclusion :

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessous, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

### II-2-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées L, telles que :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{ hauteur totale de la poutre comprise entre : } \quad \frac{L}{15} \leq \mathbf{h} \leq \frac{L}{10} \\ \mathbf{b} : \text{ largeur de la poutre comprise entre : } \quad \mathbf{0,4h} \leq \mathbf{b} \leq \mathbf{0,7h} \end{array} \right\} \quad (\text{BAEL 91})$$

$L$  : portée maximum entre nus d'appuis.

Ainsi que le RPA 99 modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{h} \geq \mathbf{30cm} \\ \mathbf{b} \geq \mathbf{20cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq \mathbf{4} \end{array} \right\} \quad (\text{RPA 99 / Art 7.5.1})$$

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- poutres principales (ou porteuses).
- poutres secondaires (ou de chaînage)

✓ **Poutres principales :**

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad L = 450 - 25 = 425 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où: } 425/15 \leq h \leq 425/10 \rightarrow 28,33 \text{ cm} \leq h \leq 42,5 \text{ cm.}$$

On prendra comme hauteur  $h$  pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité

$$h = 40 \text{ cm}$$

➤ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4(40) \leq b \leq 0,7(40).$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

**Remarque :**

Pour des raisons architecturales (éviter les arrêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « **b=30cm** ».

✓ **Poutres secondaires :**

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } 375/15 \leq h \leq 375/10 \rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37,5 \text{ cm.}$$

On prendra comme hauteur  $h$  pour les poutres secondaires, et pour des raisons de sécurité :

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

➤ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Donc on prend : **b=30 cm**

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

- Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1) :

✓ Poutres principales :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

✓ Poutres secondaires:

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1,16 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

Donc on opte pour :

**Poutres principales : (bxh)= (30x40) cm<sup>2</sup>.**

**Poutres secondaires : (bxh)= (30x35) cm<sup>2</sup>.**

### 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 charges horizontales. Le Pré dimensionnement se fera conformément aux règles (RPA 99 version 2003) :

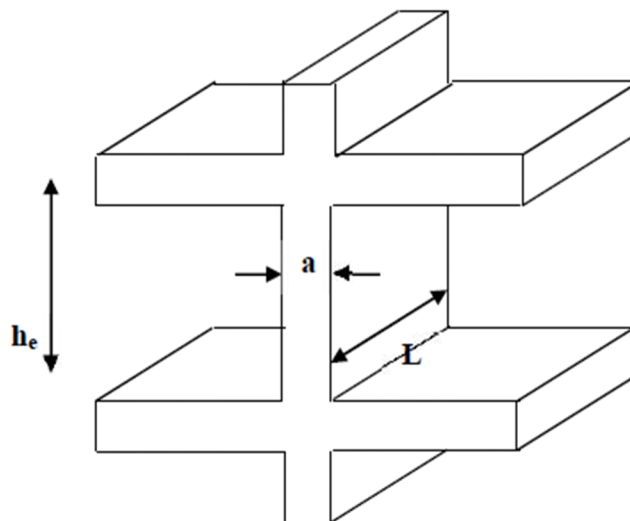


Fig. II-2 : Coupe d'un voile en élévation.

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

### ✓ Epaisseur du voile :

L'épaisseur minimal d'un voile :  $e_{min} \geq 15 \text{ cm}$ .

de plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas :

#### ➤ Pour le RDC :

$$h_e = 423 - 20 = 403 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$e \geq \frac{403}{20} = 20 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

$$20 \geq 15 \text{ cm} \rightarrow CV$$

#### ➤ Pour l'étage courant:

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

$$20 \geq 15 \text{ cm} \rightarrow CV$$

### ✓ Largeur du voile :

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4. e$$

Avec :

$L_{min}$  : portée min des voiles.

$e$  : l'épaisseur du voile.

Pour le RDC et les étages courants  $e=20 \text{ cm}$ :

$$L_{min}=300\text{cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow CV$$

### II-2-4) Les poteaux :

Se sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations. Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone **IIa**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$(b_1, h_1)$  dimensions de la section transversale des poteaux

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_S$  qui est la somme de charge  $Q$  et  $G$ .

La section transversale du poteau à déterminé est donnée par la relation suivante :

$$s \geq \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

$N_s$  : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de **BAEL 91**, en considérant le poteau le plus sollicité tel que :

$$N_s = (G + Q)$$

$G$  : charge permanente.

$Q$  : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

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

### II-3) Détermination des charges et surcharges :

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment, qui seront données comme suit :

#### II-3-1) Charges permanentes (G) :

✓ Les planchers :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

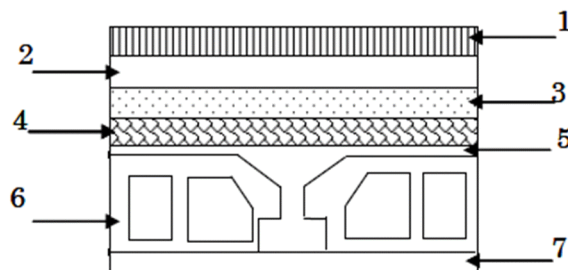
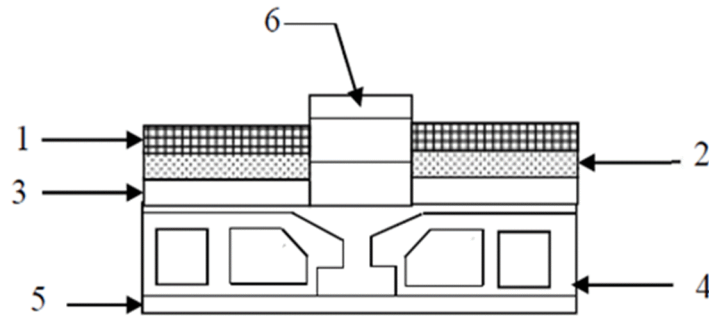


Fig. II-3 : Coupe du plancher terrasse inaccessible

Tableau (II-1): valeur de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible :

N°	Elements	Poids volumique $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Epaisseur e (m)	Charge $G_i$ ( $\text{kN/m}^2$ )
01	Couche de gravier	17	0.05	0,85
02	Etanchéité multicouche	6	0.02	0,12
03	Béton en forme de pente	22	0.07	1,54
04	Feuille de polyane	/	/	0,2
05	Isolation thermique	4	0,04	0,16
06	Dalle en corps creux	14	0,2	2,8
07	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
				<b><math>G_t=5,68\text{KN/m}^2</math></b>

➤ **Plancher étage courant :**



**Fig. II-4 : Coupe du plancher étage courant**

**Tableau (II-2): valeur de la charge permanente du plancher étage courant :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge $G_t$ (kN/m <sup>2</sup> )
01	carrelage	22	0.02	0,44
02	Mortier de pose	20	0.02	0,4
03	Couche de sable	18	0.02	0,36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2,8
05	Enduit en plâtre	12	0.02	0,24
06	Cloison de séparation	/	/	1
				Totale $G_t = 5,24$ kN/m <sup>2</sup>

➤ **Plancher dalle pleine :**



**Fig. II-5 Coupe du plancher en dalle pleine**

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

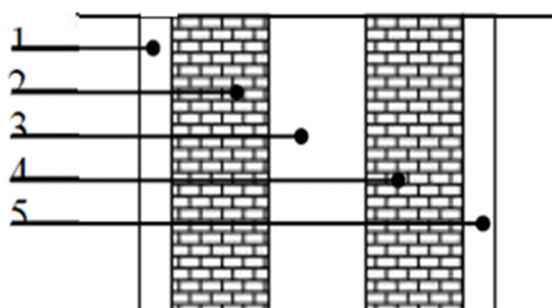
**Tableau (II-3): valeur de la charge permanente de la dalle pleine :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e(m)	Charge $G_t$ (kN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement carrelage	22	0.02	0,44
02	Mortier de pose	20	0.02	0,4
03	Couche de sable	18	0.02	0,36
04	Dalle en béton armé	25	0.15	3,75
05	Enduit ciment	18	0.02	0,36
				<b>Totale <math>G_t = 5,31</math> kN/m<sup>2</sup></b>

✓ **Maçonnerie :**

➤ **Murs extérieurs :**

C'est une double cloison en briques creuse de 25cm d'épaisseur (10+5+10).

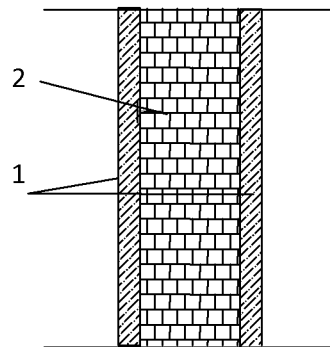


**Fig. II-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur**

**Tableau (II-4): valeur de la charge permanente du mur extérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e(m)	Charge G (kN/m <sup>3</sup> )
01	Enduit ciment	18	0.02	0,36
02	Brique creuse	9	0.1	0,9
03	lame d'air	/	0.05	0
04	Brique creuse	9	0.1	0,9
05	Enduit de plâtre	12	0,02	0,24
				<b><math>G_t = 2,4</math> kN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Mur intérieurs :**



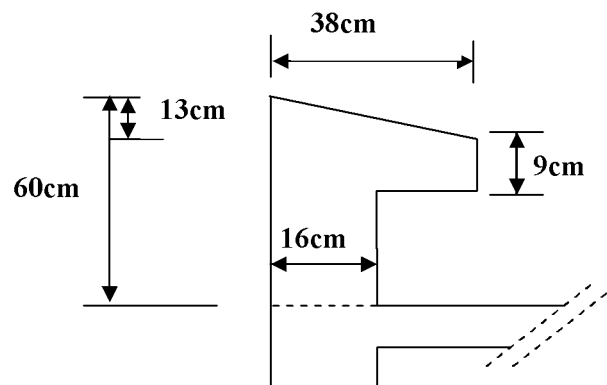
**Fig. II-6 : Coupe verticale du mur intérieur**

**Tableau (II-5): Valeur de la charge permanente du mur intérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Epaisseur $e$ (m)	Charge $G$ ( $\text{kN/m}^3$ )
01	Enduit de plâtre	12	0.04	0,48
02	Brique creuse	9	0.1	0,9
<b>Totale <math>G_t=1,38 \text{ kN/m}^2</math></b>				

➤ **L'acrotère :**

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure ci-dessous, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant :



**Fig. II-6 : Coupe verticale de l'acrotère**

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

$$G_{acr} = 25 \left[ \left( \frac{0,38 \times 0,13}{2} \right) + (0,09 \times 0,38) + (0,38 \times 0,16) \right] = 2,99 \text{ kN/ml}$$

$$G_{acr} = 2,99 \text{ kN/ml}$$

### II-3-2) Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (articles 7.2.1 et 7.2.2) comme suit :

- Plancher terrasse	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
-plancher rez de chaussé : à usage commercial	$Q = 4.00 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- L'escalier	$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Les balcons	$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

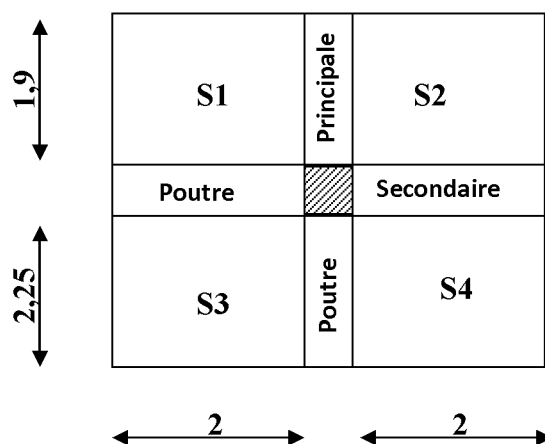
### II -3-3) Descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

✓ **Charges et surcharges revenant aux poteaux les plus sollicités B<sub>2</sub> et B<sub>6</sub>:**

a) **Surface d'influence :** Surface d'influence du poteau B<sub>2</sub>

La descente de charge est effectuée pour le poteau B<sub>2</sub> :



**Fig. II-7 : Surface d'influence sur le poteau B<sub>2</sub>**

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité ( $B_2$ ) sera déterminée comme

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 2 (1,9 \times 2) + 2 (2,25 \times 2) = 16,6 \text{ m}^2.$$

Donc:  $S_t = 16,6 \text{ m}^2$ .

### b) Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher

$$\begin{array}{l} \text{Plancher terrasse} \\ \left\{ \begin{array}{l} G = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Plancher étage courant} \\ \left\{ \begin{array}{l} G = 5,24 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Plancher rez-de-chaussée} \\ \left\{ \begin{array}{l} G = 5,24 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 4,00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \end{array}$$

### c) Charges permanentes totales :

#### ➤ Poids du plancher :

$$P = G \times S.$$

#### • Plancher terrasse :

$$P = 5,68 \times 16,6 = 94,288 \text{ KN} \rightarrow P_T = 94,288 \text{ KN}.$$

#### • Plancher étage courant :

$$P = 5,24 \times 16,6 = 86,984 \text{ KN} \rightarrow P_{EC} = 86,984 \text{ KN}.$$

#### ➤ Poids des poutres :

#### • Poutres principales :

$$P_{pp} = 4,20 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 12,6 \text{ KN}.$$

#### • Poutres secondaires :

$$P_{ps} = 3,7 \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 9,712 \text{ KN}.$$

D'où le poids total :

$$P_{tot} = 12,6 + 9,712 = 22,312 \text{ KN} \rightarrow P_{tot} = 22,312 \text{ KN}.$$

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

### ➤ Poids des poteaux :

- poteaux étages courants: la section adopté est **:(30x30)**

$$G_{\text{pot}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = \mathbf{6.885KN}$$

- poteaux du RDC: la section adopte est **:(30x30)**

$$G_{\text{pot}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 4.23 = \mathbf{9.517 KN.}$$

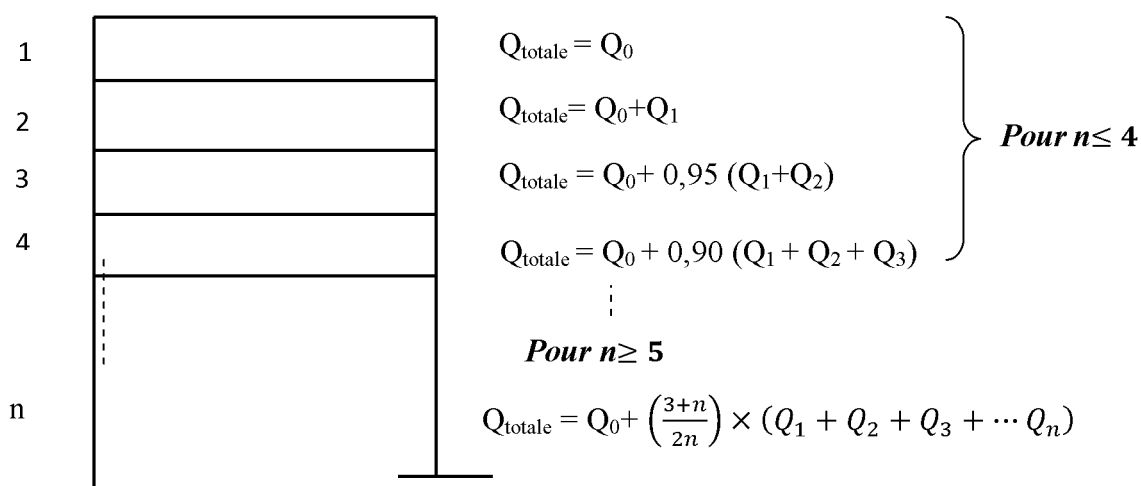
### d) Surcharges d'exploitation :

-Plancher terrasse : →  $Q_0 = 1.00 \times 16,6 = \mathbf{16,6KN.}$

-Plancher courant : →  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{11} = 1.50 \times 16,6 = \mathbf{24,9KN.}$

-Plancher RDC : →  $Q_{12} = 4 \times 16,6 = \mathbf{66,4 KN.}$

### ✓ Loi de dégression des surcharges :



$$Q_t = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{avec } n \geq 5$$

**Tableau (II-6): des valeurs du coefficient  $(3+n / 2n)$  :**

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Niveau	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,65	0,636	0,625

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

➤ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

Niv 12 :  $Q_0=16,6 \text{ KN}$ .

Niv 11 :  $Q_0+Q_1=16,6 +24,9 =41,5 \text{ KN}$ .

Niv 10 :  $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 16,6 +0.95 (24,9 \times 2)=36,91 \text{ KN}$ .

Niv 09 :  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 16,6 +0.90 (24,9 \times 3)= 83,83 \text{ KN}$

Niv 08 :  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=16,6 +0.85 (24,9 \times 4)= 101,26 \text{ KN}$

Niv 07 :  $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=16,6 +0.80 (24,9 \times 5)= 116,2$ .

Niv 06 :  $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=16,6 +0.75 (24,9 \times 6)= 128,65 \text{ KN}$

Niv 05 :  $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 16,6+0.714(24,9 \times 7)= 141,05 \text{ KN}$

Niv 04 :  $Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=16,6+0.687 (24,9 \times 8)= 153,45 \text{ KN}$ .

Niv 03 :  $Q_0+0.667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=16,6+0.667(24,9 \times 9)$   
 $= 166,07 \text{ KN}$ .

Niv 02 :  $Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) =16,6+0.65(24,9 \times 10)$   
 $=178,45 \text{ KN}$

Niv 01 :  $Q_0+0.636 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})=16,6+0.636(24,9 \times 11) = 190,80 \text{ KN}$ .

Niv 0(RDC) :  $Q_0+0.636 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})=16,6+0.625(24,9 \times 11+66,4) = 229,28 \text{ KN}$ .

➤ **Dimensionnement des poteaux:**

niv	Charge permanente G(KN)					Charge d'exploitation Q(kN)		Effort normal N (kN) $N=G_c+Q_c$	Section du poteau cm <sup>2</sup>	
	plancher	Poutre	poteau	$G_{tot}$	$G_{cum}$	Q	$Q_{cum}$		$S_{trouvée}$	$S_{adoptée}$
12	94,288	22,312	0	116,6	116,6	16,60	16,60	133,20	88,80	25x25
11	86,984	22,312	6,885	116,181	232,781	24,90	41,50	158,10	105,40	25x25
10	86,984	22,312	6,885	116,181	348,962	24,90	66,40	274,81	183,206	25x25
9	86,984	22,312	6,885	116,181	465,143	24,90	91,30	556,443	370,962	30x30
8	86,984	22,312	6,885	116,181	581,324	24,90	116,20	697,524	370,962	30x30
7	86,984	22,312	6,885	116,181	697,505	24,90	141,10	838,605	559,07	30x30

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

<b>6</b>	86,984	22,312	6,885	116,181	813,686	24,90	166,00	979,586	653,057	35x35
<b>5</b>	86,984	22,312	6,885	116,181	929,867	24,90	190,90	1120,767	747,178	35x35
<b>4</b>	86,984	22,312	6,885	116,181	1046,043	24,90	215,80	1261,843	841,228	35x35
<b>3</b>	86,984	22,312	6,885	116,181	1162,229	24,90	240,70	1402,929	935,286	40x40
<b>2</b>	86,984	22,312	6,885	116,181	1278,41	24,90	265,60	1544,01	1029,34	40x40
<b>1</b>	86,984	22,312	6,885	116,181	1394,591	24,90	290,50	1685,091	1123,394	40x40
<b>RDC</b>	86,984	22,312	9,517	118,813	1513,404	66,40	356,90	1870,304	1246,869	45x45

### II -3-4) vérifications relatives aux coffrages (Art 7.4.1 RPA 99) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions Suivantes :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{min}(25, 25) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \text{min}(30, 30) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \text{min}(35, 35) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \text{min}(40, 40) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \text{min}(45, 45) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{min}(30, 30) \geq \frac{306-20}{20} = 14,3 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \implies \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1,00 \leq 4 \rightarrow \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

### II -3-5) Condition de stabilité de forme :

#### ✓ Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

-La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

$\lambda$ : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0,7 l_0$ ).

$l_0 = h_e$  = Longueur libre du poteau.

$I$ : Moment d'inertie du poteau :  $I = hb^3/12$ .

$B$  : section transversal du poteau ( $B = b^2$ ).

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} \rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{b} \rightarrow \lambda = 2,42 \frac{l_0}{h}$$

– Poteau étage courant (40x40) =  $2,42 \times 3,06 / 0,40 = 18,513 \leq 50 \rightarrow CV$

– Poteau RDC (45 x45) =  $2,42 \times 4,23 / 0,45 = 22,748 \leq 50 \rightarrow CV$

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

### Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

-Hauteur du plancher en corps creux  $\rightarrow ht = 20 \text{ cm}$ .

-Epaisseur de la dalle pleine  $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$ .

-Epaisseur des voiles :

- RDC  $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$ .
- Etage courant  $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$ .

-Section des poutres :

- Poutres principales  $\rightarrow (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires  $\rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

-Section des poteaux :

- RDC  $\rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$ .
- Niv : 1, 2, 3  $\rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Niv : 4, 5, 6  $\rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Niv : 7, 8, 9  $\rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .
- Niv : 10, 11, 12  $\rightarrow (25 \times 25) \text{ cm}^2$ .

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

### III-A) Calcul de l'acrotère :

#### III-A-1) Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal (Q= 1kN/ml) dû à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

#### III-A-2) Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

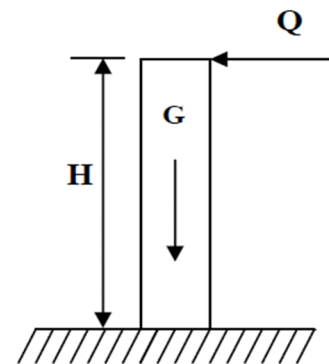
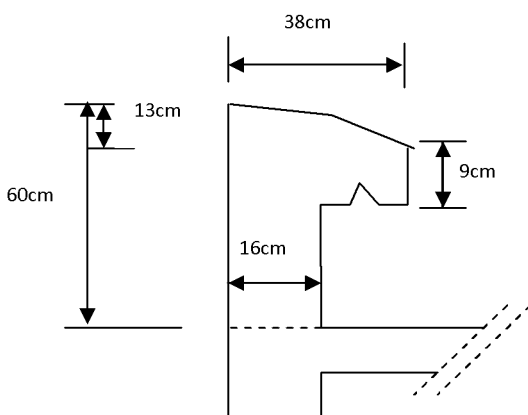


Fig. III-A-1 : Coupe verticale de l'acrotère

Fig. III-A-2 : Schéma statique

#### III-A-3) Calcul des sollicitations :

$$G_{acr} = \rho_{b\acute{e}ton} \times s_{acr}$$

$$G_{acr} = 25 \left[ \left( \frac{0,38 \times 0,13}{2} \right) + (0,09 \times 0,38) + (0,38 \times 0,16) \right] = 2,99 \text{ kN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : **G=2,99kN/ml**

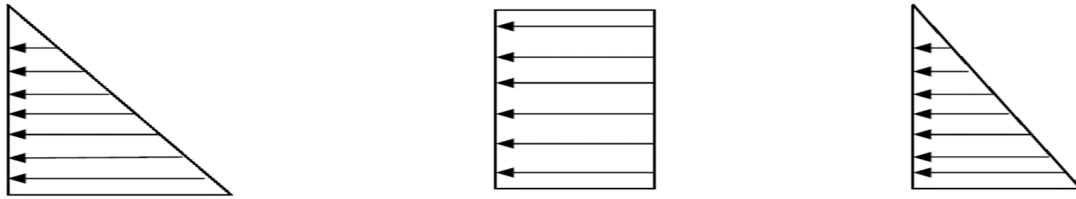
Surcharge d'exploitation : **Q=1,00 kN /ml**

Effort normal dû au poids propre G :  **$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 2,99 \text{ kN}$**

Effort tranchant :  **$T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ kN}$**

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :  **$M_Q = T_Q \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,60 \text{ kN.m}$**

### III-A-3-1) diagramme des efforts :



*Diagramme du moment de  
Renversement 0.6 KN.m*

*Diagramme du l'effort  
Tranchant 1 KN*

*Diagramme du l'effort  
Normal 2.99 KN*

**Fig. III-A-3 : Diagramme des efforts internes (M ; N ; T)**

### ✓ Les combinaisons de charges :

➤ **ELU : 1.35G + 1.5Q**

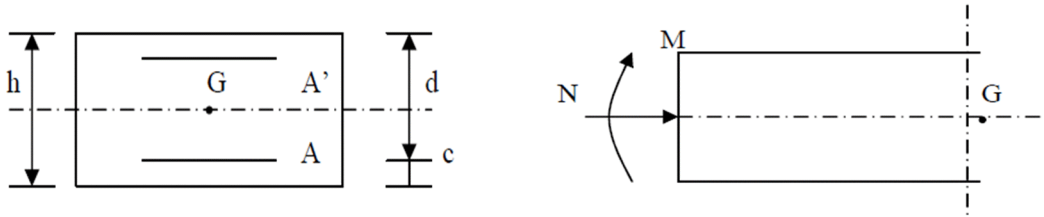
$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 2,99 = 4,036 \text{ KN} \\ T_u = 1.5 T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \\ M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **ELS: G + Q**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_S = N_G + N_Q = 2.99 \text{ KN.} \\ T_S = T_Q = 1 \text{ KN} \\ M_S = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### III-A-4) ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur «h = 10cm» et de largeur «b = 100cm», dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif  $M_f$ , afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$ , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.



Avec :

**h** : Epaisseur de la section.

**c** : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton. ( $c=2\text{cm}$ ).

**d = h - c** : Hauteur utile.

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

**Remarque** : Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

### III-A-4-1) Calcul à L'ELU :

#### -Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{4.036} = 0.22\text{m} = 22\text{cm}.$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}.$$

Avec :

**M<sub>u</sub>** : moment dus à la compression.

**N<sub>u</sub>** : effort de compression.

**e<sub>u</sub>** : excentricité.

**a =  $\frac{h}{2} - c$**  : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

Donc :  $e_u = 22\text{cm} > a = h/2 - c = 3\text{ cm}$ .

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

### III-A-4-2) Calcul en flexion simple :

✓ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u [e_u + (h/2) - c] = 4.036[0.22 + (0.1/2) - 0.02] = 1.009 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{1.009 \times 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.011 < \mu_l = 0.392$$

Avec :

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$$

$\mu_u = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

D'après le tableau :  $\mu_u = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.994$

### Conclusion :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires. ( $A_{sc1} = 0$ ).

✓ **Armatures fictives:**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \beta = 0.994.$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.009 \times 10^5}{0.994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.364 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.364 \text{ cm}^2$$

### III-A-4-2) Calcul en flexion composée :

✓ Armatures réelles :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_U}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.364 - \frac{4.036 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.248 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.248 \text{ cm}^2$$

### III-A-5) Vérifications:

#### III-A-5-1) Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_{st} \geq A_{st \min}$

$$A_{st \min} = \frac{0.23 f_{t28} b d (e_s - 0.455 d)}{f_e (e_s - 0.185 d)}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6$$

$$e_s = \frac{0.6}{2.99} = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 10^2 \times 100 \times 8 \times (20 - 0.455 \times 8)}{400 \times 10^2 \times (20 - 0.185 \times 8)} = 0.853 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 0.853 \text{ cm}^2$$

Remarquons que :  $A_{st} < A_{st \min}$ , la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 0.853 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0.248 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A_{st \min} \geq A_{st} \rightarrow A_{adopté} = \max(A_{st \min}; A_{st}) \rightarrow A_{st \min} = 0.853 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

La section d'acier est  $4\text{HA } 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **20cm**.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour  $A_r=2.01\text{cm}^2$  → soit **4HA8** avec un espacement de **20 cm**.

✓ **Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,2/BAEL 91 modifié 99) :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit

Vérifier si :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

$\tau_u$ : Contrainte du cisaillement

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ (MPa)}$$

Et  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b=1.5 \text{ situation courante} \\ V_u=1.5Q=1.5 \times 1=1.5 \text{ KN} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} \leq \min\{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa}$  donc la condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (armature transversale n'est pas nécessaire).

✓ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A. 6.1.3-BAEL 91) :**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le Comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement égal à 1.5 pour les barres HA

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

**n** : nombre de barre

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05 \times 10} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

D'où la condition est vérifiée

✓ **longueur de scellement droit (BAEL91 A.1.2.2) :**

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm} \quad \text{Pour les aciers HA}$$

$$L_s = 32 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :**

La fissuration est préjudiciable ; donc

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$$

On a adopté un espacement de 20 cm ; donc la condition est vérifiée.

### III-A-5-2) Vérification à L'ELS :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma_{st}}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

✓ Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.1}{100 \times 8} = 0.262 \rightarrow \beta_1 = 0.918$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.918 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 40.64 \text{ MPa}$$

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

$\eta = 1.6$  pour les barres HA

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \} \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 40.64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)}$$

Avec:

$$\alpha = 3(1 - \beta)$$

$$\alpha = 3(1 - 0.918) = 0.246$$

$$K = \frac{0.246}{15(1 - 0.246)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 40.64 = 0.853 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.853 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### III-A-5-3) Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques a l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas **A=0.15 (zone IIa, groupe d'usage 2)**  
**(Art 4.2.3 tab 4-1)**

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**C<sub>p</sub>=0.3**) **(Art 6.2.3 tab 6-1)**

**W<sub>p</sub>**: Poids de l'acrotère (**W<sub>p</sub>= 2.99 [KN/ml]**)

D'ou :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.99 = 0.538 \text{ [KN/ml]}.$$

$$F_p = 0.538 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{CV}$$

### Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ **Armatures réelles : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml** avec un espacement de **20 cm**.
- ✓ **Armatures de répartition : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20cm**

### III-B) Les planchers :

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

#### III-B-1)-Calcul de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TS520) qui doit satisfaire les conditions suivantes (BAEL91/B.6.8,423) :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
  - ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
  - ✓ 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.La largeur de l'hourdis :  
 $50cm \leq L \leq 80cm$  (L : entre axe des poutrelles).
  
- Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ **Armatures  $\perp$  aux poutrelles :**

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

Avec :

- $A_{\perp}$  :  $cm^2$  par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles (L=65cm),
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ( $f_e = 520$  MPa)

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

On adoptera pour  $6T6/ml = 1.70 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 20cm$

- ✓ **Armatures // aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$
$$A_{\parallel} \geq \frac{1.70}{2} = 0.850 \text{ cm}^2$$

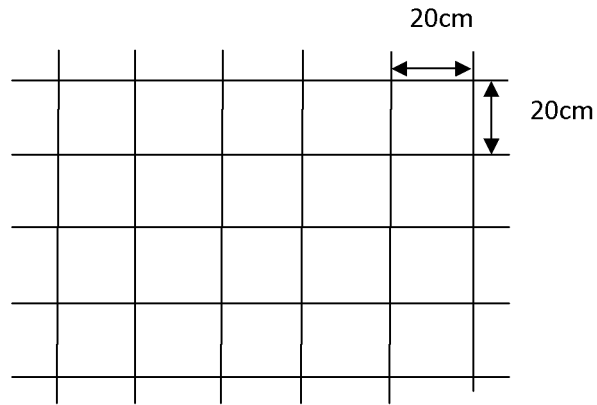
## Chapitre III : calcul des éléments

On adoptera pour  $6T6/ml = 1.70cm^2$  avec un espacement  $e = 20\text{ cm}$

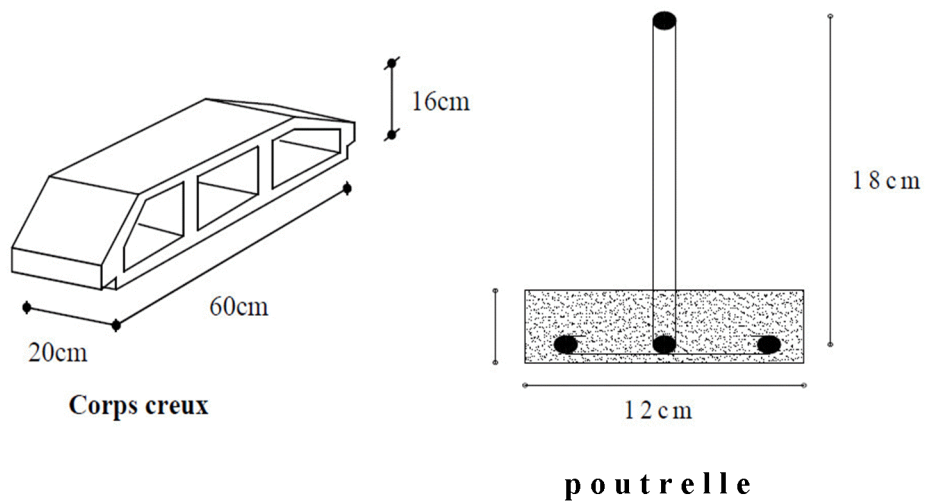
D'après les diamètres disponibles sur le marché on adopte :  $A_{\perp} = A_{\parallel} = 6T6$

avec un espacement  $e=20\text{cm}$

Le treillis soudé utilisé : **TS520**



**Fig : III-B-1 : Treillis soudé (20×20)**



**Fig : III-B-2 : schéma d'une poutrelle**

### III-B-2)-Poutrelles :

#### III-B-2-1) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm<sup>2</sup> reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

#### ✓ Charges permanentes :

-Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$

-Poids propre du corps creux :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN / ml}$$

#### ✓ Charges d'exploitation (surcharge) :

-Poids due à l'ouvriers (1KN/ml) :  $Q=1 \text{ KN/ml}$

#### ✓ Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

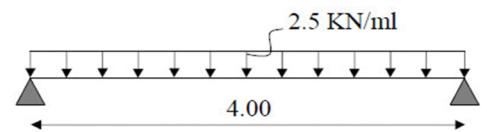
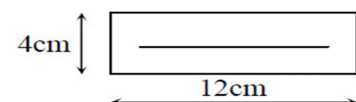


Fig : III-B-3 : Schéma statique de la travée poutrelle

#### ➤ Calcul du moment en travée :

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_U = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN . ml}$$



#### ➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$T = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

### ➤ Calcul des armatures :

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$ .

Avec :  $b=12\text{cm}$  ;  $d=h-c$  ;  $h=4\text{cm}$  ;  $d=2\text{cm}$  (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{5 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 7.35 \gg \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

### III-B-2-2) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

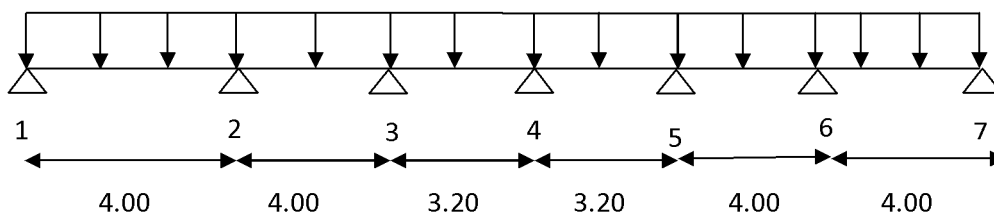


Fig : III-B-4 : Schéma statique de la poutrelle

### ✓ Dimensions de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

Avec :

**L** : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles (**L=65-12=53cm**)

**L<sub>1</sub>** : longueur de la plus grande travée. (**L<sub>1</sub>=4m**)

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure. (**b<sub>0</sub>=12cm**)

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression. (**h<sub>0</sub>= 4cm**).

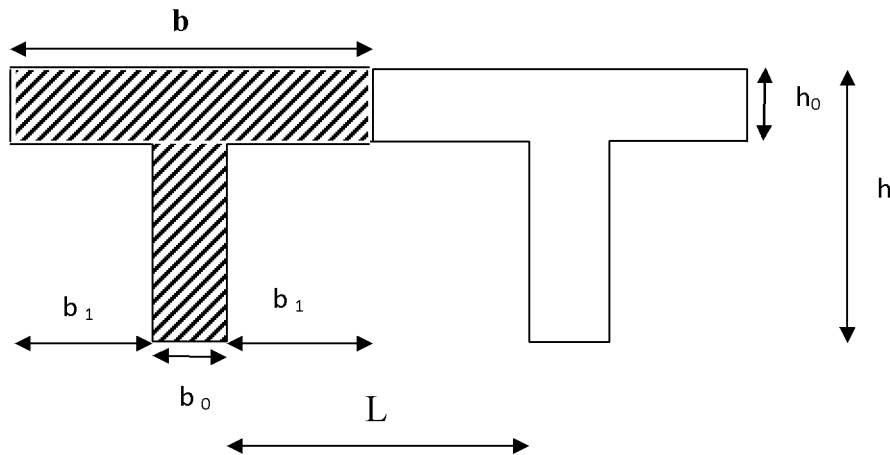


Fig : III-B-5 : Construction de la section en T

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{400}{10}, 8 \times 4\right) = \min(26.5, 40, 32)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

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

### ➤ Détermination des charges:

Nous considérerons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable ; le plancher le plus chargé qui est dans notre cas le plancher du rez-de-chaussée à usage commercial.

- Poids propre du plancher : **G = 5.24x0,65 = 3,406 KN/ml**
- Charge d'exploitation : **Q = 4x0,65 = 2.6 KN/ml**

✓ **Combinaison de charge à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 2.6 = 8.498 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison de charge à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.406 + 2.60 = 6.006 \text{ KN/ml}$$

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes usuelles :

- 1- Méthode forfaitaire.
- 2- Méthode de Caquot.
- 3- Méthode des trois moments.

✓ **conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1) les charges et surcharges reprises par le plancher considéré (rez –de chaussée) sont :

$$G = 3.406 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq \max\{2G, 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 2.6 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{6.812, 5\text{KN/m}^2\}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

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

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{4.00}{4.00} = 1 < 1.25 \rightarrow CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{4.00}{3.20} = 1.25 \leq 1.25 \rightarrow CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3.20}{3.20} = 1 < 1.25 \rightarrow CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3.20}{4.00} = 0.80 < 1.25 \rightarrow CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{4.00}{4.00} = 1 < 1.25 \rightarrow CV$$

4) Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

### Conclusion :

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

#### ✓ Principe de la méthode :

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ( $M_0$ ), celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

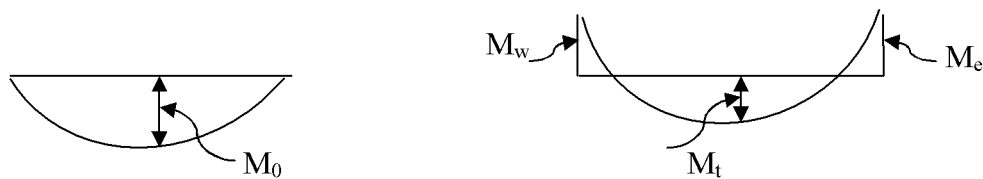


Fig : III-B-6 : Diagrammes des moments (principe de la méthode)

#### ✓ exposé de la méthode :

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

Avec :

$\alpha$  = le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérés.

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

## Chapitre III : calcul des éléments

$$\left. \begin{aligned}
 M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\
 M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\
 M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée de rive}
 \end{aligned} \right\} \text{on prend } M_t^{\max}$$

Avec :

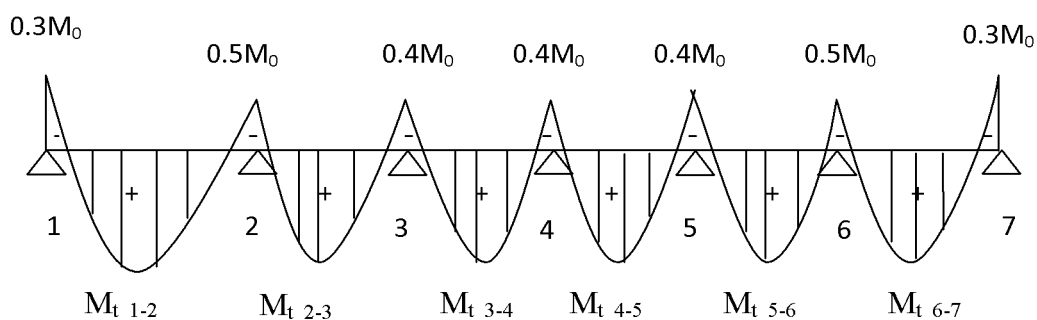
- $M_t$  : moment maximal en travée considérée ;
- $M_e$  : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;
- $M_w$  : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue ;
- valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad \text{avec } l \text{ longueur entre nus d'appuis}$$

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doivent être au moins égale à :

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

Dans notre cas, on a une poutre sur six (06) appuis, on aura donc le diagramme suivant :



**Fig : III-B-7 : Diagramme des moments d'une poutre continue**

✓ application de la méthode :

- à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 2.6 = 8.498 \text{ KN/ml}$$

- à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.406 + 2.6 = 6.006 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul du rapport de charge  $\alpha$ :

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

$$\alpha = \frac{2.6}{2.6 + 3.406} = 0.432 \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.13 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.57 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.67 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0.432$$

➤ calcul des moments fléchissant :

✓ calcul des moments isostatiques  $M_{0i}$  à l'ELU :

$$M_{01} = M_{02} = M_{05} = M_{06} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8.498 \times 4^2}{8} = 16.996 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{04} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8.498 \times (3.2)^2}{8} = 10.877 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

✓ calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3M_{01} = 5.098 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5M_{02} = 8.498 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4M_{03} = 4.350 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4M_{04} = 4.350 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.4M_{05} = 6.798 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.5M_{06} = 8.498 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0.3M_{01} = 5.098 \text{ KN.m}$$

✓ moments en travées :

$$\text{Travée 1.2 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t1-2} \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0.3\alpha) \times M_{01} \\ M_{t1-2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1-2} \geq -\frac{5.098 + 8.498}{2} + (1.13) \times 16.996 = 12.407 \text{ KN.m} \\ M_{t1-2} \geq 0.67 \times 16.996 = 11.387 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit :  $M_{t1-2} = 12.407 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t2-3} \geq -\frac{8.498 + 4.350}{2} + (1.13) \times 16.996 = 12.781 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \\ M_{t2-3} \geq 0.57 \times 16.996 = 9.687 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit :  $M_{t2-3} = 12.781 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 3.4 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t3-4} \geq -\frac{4.350 + 4.350}{2} + (1.13) \times 10.877 = 7.941 \text{ KN.m} \\ M_{t3-4} \geq 0.57 \times 10.877 = 6.199 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Soit :  $M_{t3-4} = 7.941 \text{ KN.m}$**

$$\text{Travée 4.5 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t4-5} \geq -\frac{4.350 + 6.798}{2} + (1.13) \times 10.877 = 6.717 \text{ KN.m} \\ M_{t4-5} \geq 0.57 \times 10.877 = 6.199 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

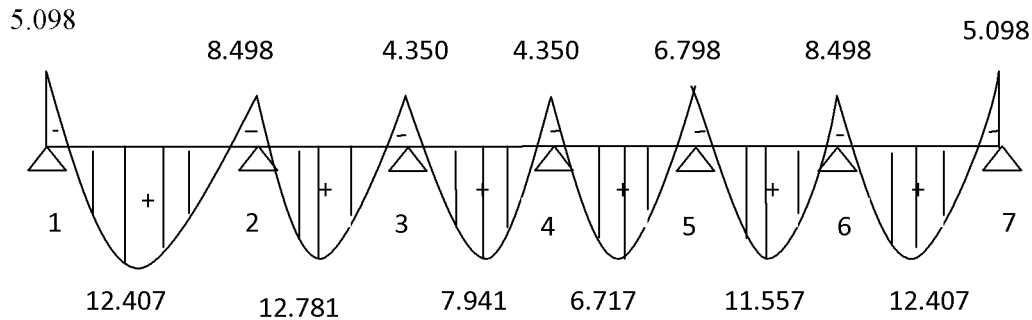
**Soit :  $M_{t4-5} = 6.717 \text{ KN.m}$**

$$\text{Travée 5.6 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t5-6} \geq -\frac{6.798 + 8.498}{2} + (1.13) \times 16.996 = 11.557 \text{ KN.m} \\ M_{t5-6} \geq 0.57 \times 16.996 = 9.687 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Soit :  $M_{t5-6} = 11.557 \text{ KN.m}$**

$$\text{Travée 6.7 : } \left\{ \begin{array}{l} M_{t6-7} \geq -\frac{8.498 + 5.098}{2} + (1.13) \times 16.996 = 12.407 \text{ KN.m} \\ M_{t6-7} \geq 0.67 \times 16.996 = 11.387 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Soit :  $M_{t6-7} = 12.407 \text{ KN.M}$**



**Fig : III-B-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en**

➤ **calcul des efforts tranchants :**

- L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$$\theta(x = 0) = \frac{q_u \times L}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x = L) = -\frac{q_u \times L}{2}$$

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

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

**θ(x)**: effort tranchant de la travée isostatique.

**M<sub>i</sub>** et **M<sub>i+1</sub>**: moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique.

**T<sub>w</sub>** : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

**T<sub>e</sub>** : effort tranchant sur appui droit de la travée.

**L** : longueur de la travée.

✓ **Application :**

$$\text{Travée (1.2)} \quad \begin{cases} T_1 = \frac{8.498 \times 4}{2} + \frac{-8.498 + 5.098}{4} = 16.146 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{8.498 \times 4}{2} + \frac{-8.498 + 7.844}{4} = -17.159 \text{ KN} \end{cases}$$

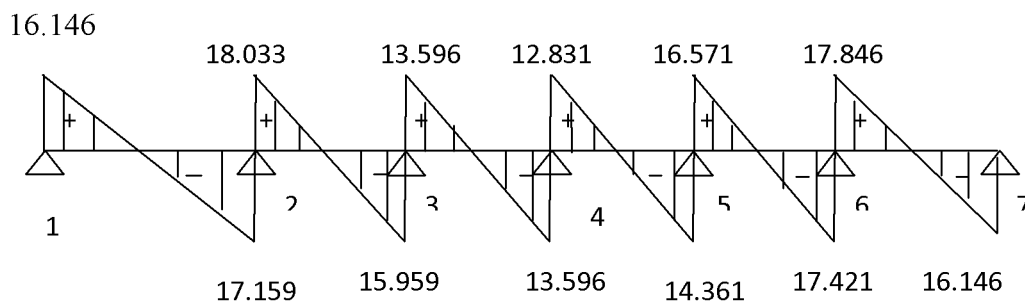
$$\text{Travée (2.3)} \quad \begin{cases} T_2 = \frac{8.498 \times 4}{2} + \frac{-4.350 + 8.498}{4} = 18.033 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{8.498 \times 4}{2} + \frac{-4.350 + 8.498}{4} = -15.959 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3.4)} \quad \begin{cases} T_3 = \frac{8.498 \times 3.20}{2} + \frac{-4.350 + 4.350}{3.20} = 13.596 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{8.498 \times 3.20}{2} + \frac{-4.350 + 4.350}{3.20} = -13.596 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4.5)} \quad \begin{cases} T_4 = \frac{8.498 \times 3.20}{2} + \frac{-6.798 + 4.350}{3.20} = 12.831 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{8.498 \times 3.20}{2} + \frac{-6.798 + 4.350}{3.20} = -14.361 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5.6)} \quad \begin{cases} T_5 = \frac{8.498 \times 4}{2} + \frac{-8.498 + 6.798}{4} = 16.571 \text{ KN} \\ T_6 = -\frac{8.498 \times 4}{2} + \frac{-8.498 + 6.798}{4} = -17.421 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6.7)} \quad \begin{cases} T_6 = \frac{8.498 \times 4}{2} + \frac{-5.098 + 8.498}{4} = 17.846 \text{ KN} \\ T_7 = -\frac{8.498 \times 4}{2} + \frac{-5.098 + 8.498}{4} = -16.146 \text{ KN} \end{cases}$$



**Fig : III-B-9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en [KN]**

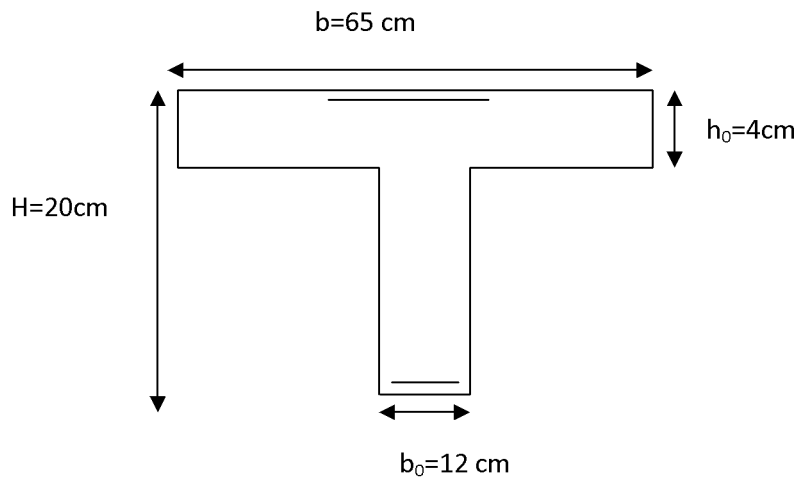
**III-B-3)-Ferrailage De La Poutrelle à L'ELU :**

**III-B-3-1)-Armature longitudinale :**

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

-en travée :  $M_t^{max} = 12.781 KN.m$

-sur appui :  $M_{ap}^{max} = 8.498 KN.m$



**Fig : III-B-10) Section de la poutre Té**

✓ **En travée :**

On parle d'abord du moment équilibré par la dalle de compression.

$$M_0 = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

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

$$M_0 = 59.072 KN.m$$

$M_t^{max} = 12.781 KN.m \rightarrow M_0 \geq M_t^{max} \rightarrow$  L'axe neutre se situ dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considéré comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65 x20) cm.

- calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{12.781}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$\mu_u = 0.042 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.781}{0.979 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 2.084 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.084 \text{ cm}^2$$

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

✓ **aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pour une section rectangulaire de section ( $b_0 \times h$ ) = (12 x20) cm.

$$\mu_u = \frac{M_{ap}^{max}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{8.498}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.153 \rightarrow \beta = 0.916$$

$$\mu_u = 0.153 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$A_{st} = \frac{M_{ap}^{max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{8.498}{0.916 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.481 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.481 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

### III-B-4) Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

➤ **En travée :**

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

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{st} > A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99) :**

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\}$$

$$\tau_u = \frac{18.033 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.834 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \right\} = \min \{ 3.33, 5 \} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.834 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **vérification de la contrainte d'adhérences (Art A.6.1.3/BAEL91) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec: } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les acies HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec } u_i: \text{périmètre des barres}$$

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 2 \times 2 \times 3.14 \times 5 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.033 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.77 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91/Art 5.3.313) :**

Il faut vérifier que :  $T_u^{max} \leq 0.4b_0a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$   
 $a = (0.9d)$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 18.033 < 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Influence de l'effort tranchants sur les armatures (BAEL 91/Art 5.4.321) :**

Il faut vérifier que :

$$A_{st} \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_{a \max}}{0.9d} \right)$$

$$A_{st} \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 18.033 \times 10^3 - \frac{8.498 \times 10^5}{0.9 \times 18} \right) = -0.989 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_0 a} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{18.033 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.927 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21.66 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Longueur du scellement droit : (Art A.6.6, 22 / BAEL91) :**

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

✓ **armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{max}, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}, 1.2, \frac{12}{10} \right\} \rightarrow \min \{0.57, 1.2, 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

$\phi_{max}$ :Diamètre maximal des armatures.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de **T 8** avec **At=2T 8=1.00 cm<sup>2</sup>**

✓ **espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

$$S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\}$$

$$S_{t1} = \min \{0.9d; 40\} \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0}$$

$$S_{t1} = \min\{0.9 \times 18; 40\}cm = \min\{16.2; 40\}cm \rightarrow S_{t1} = 16.2cm$$

$$S_{t2} = \frac{1 \times 400}{0.4 \times 12} = 83.333cm$$

$$S_t \leq \min\{16.2; 83.33\}cm \rightarrow S_t = 15cm$$

Nous adopterons 1 étrier en T8 tous les 15 cm.

### III-B-5)-Vérifications à l'ELS :

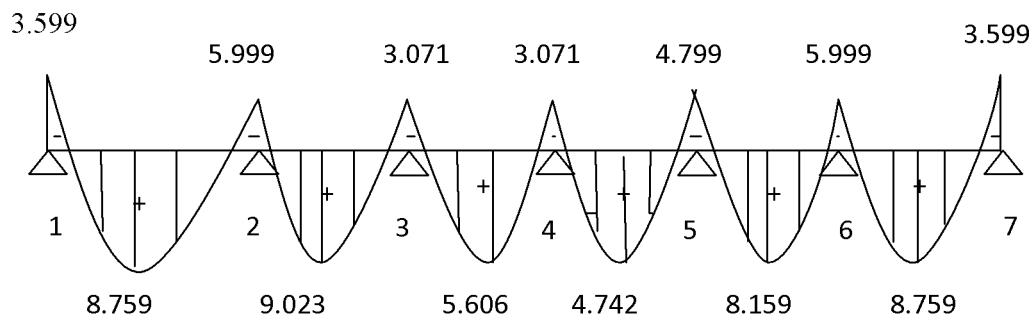
Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

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

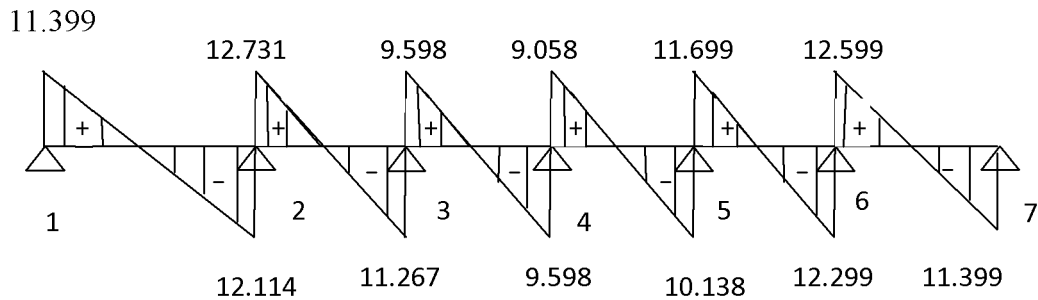
Pour avoir les efforts interne à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenus à l'ELU par Le

$$\text{Rapport} : \frac{q_s}{q_u}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.006}{8.498} = 0.706$$



**Fig : III-B-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en [KN.m]**



**Fig : III-B-12) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

✓ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{b_0 d}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \Rightarrow \beta_1 = 0.858 ; K_1 = 20.335$$

$$\sigma_s = \frac{5.999 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 171.874 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{171.874}{20.335} = 9.508 \text{ MPa}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

$$\sigma_{bc} = 8.452 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2.138 \Rightarrow \beta_1 = 0.819 ; K_1 = 12.70$$

$$\sigma_s = \frac{9.023 \times 10^6}{0.819 \times 180 \times 4.62 \times 10^2} = 132.480 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{132.480}{12.70} = 10.431 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.431 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

✓ **Etat limite de déformation :**

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

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

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

Avec :

**h** : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)

**M<sub>0</sub>** : Moment isostatique.

**L** : portée libre.

**M<sub>t</sub>** : Moment de flexion.

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure.

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

$$\frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow CV$$

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

Calcul de  $M_0$  :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{6.006 \times 4^2}{8} = 12.012 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.023 \text{ KN.m}$$

$$\frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{9.023}{15 \times 12.012} = 0.05 \rightarrow CV$$

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

$$\frac{4.62}{18 \times 12} = 0.021 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc ; le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91) :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$f$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée :

$$E_v = 3500^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)}$$

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

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

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

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.

➤ **Calcul des paramètres :**

$$\bullet \quad s_{x\dot{x}} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$s_{x\dot{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4.62 \times 18) = 4071.4 \text{ cm}^3$$

$$s_{x\dot{x}} = 4071.4 \text{ cm}^3$$

$$\bullet \quad B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4.62) = 521.3 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \quad y_1 = \frac{s_{x\dot{x}}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.810 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad y_2 = h - y_1 = 20 - 7.810 = 12.189 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.810^3 + 12.189^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7.810 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 4.62 \times (12.189 - 2)^2 = 23782.643 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{18 \times 12} = 0.021 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.974$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta d A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{9.023 \times 10^3}{0.974 \times 18 \times 4.62} = 111.398 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.021 \times 111.398 + 2.1}; 0\right) = \max(0.679; 0) \Rightarrow \mu = 0.679$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.021} = 0.783$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 23782.643}{1 + (0.679 \times 0.783)} = 17080.134 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{9.023 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,865 \times 17080.134 \times 10^4} = 7.812 \text{ mm} \leq \overline{f} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

✓ **Armatures longitudinales :**

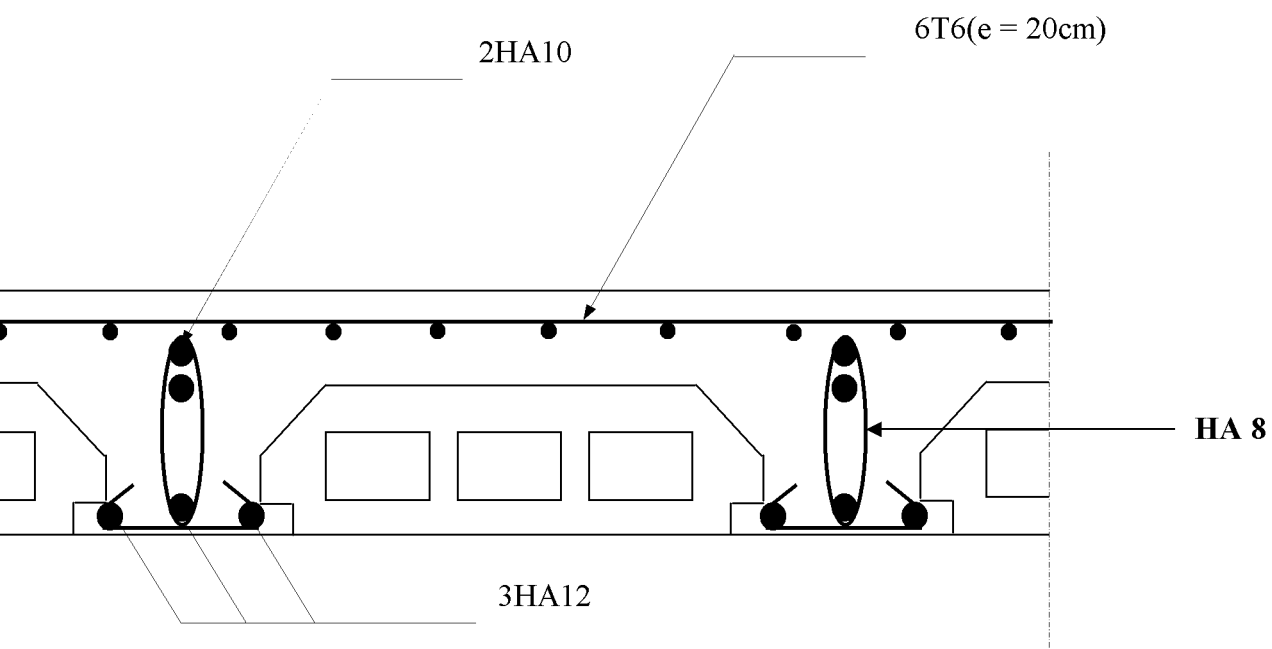
- **Appuis :** 2 HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.

- **Travée :** 3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.

✓ **Armatures transversales :** 2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15cm  
(1 étriers en T8 tous le 15 cm).

## Chapitre III : calcul des éléments

---



**Schémas de ferrailage du plancher**

### III-C) Les balcons :

Dans notre projet, nous disposons de balcons réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place. Alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ces deux extrémités.

#### III-C-1) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

##### ✓ Pré dimensionnement de la poutre :

##### ➤ Pour $L=3.20m$

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- La hauteur :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

- La largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

$L$  : la longueur libre dans le sens considéré.

$$l = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$$

- La hauteur :

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \rightarrow 19.333 \leq h_t \leq 29 \rightarrow \text{on opte pour une hauteur de } h = 30 \text{ cm}$$

**Condition du RPA** : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm

- La largeur :

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \rightarrow \text{on opte pour une largeur de } b = 25 \text{ cm}$$

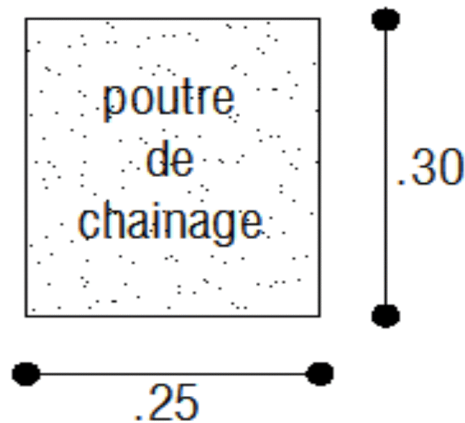


Fig : III-C-1 : dimensions de la poutre de chaînage

✓ **Détermination Des Sollicitations :**

**a) charges permanentes :**

- poids propre de la poutre :  $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur (double cloison) :  $(3.06-0.3) \times 2.4 = 6.624 \text{ KN/ml}$
- poids du plancher :  $5.24 \times 0.65/2 = 1.703 \text{ KN/ml}$

**Gt = 10.202 KN/ml**

**b) surcharge d'exploitation:**

$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14 \text{ KN/ml}$

**c) Combinaisons de charges :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 10.202 + 1.5 \times 1.14 = 15.482 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 15.482 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 10.202 + 1.14 = 11.342 \text{ KN/ml} \rightarrow q_s = 11.342 \text{ KN/ml}$$

### III-C-1-1) calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée

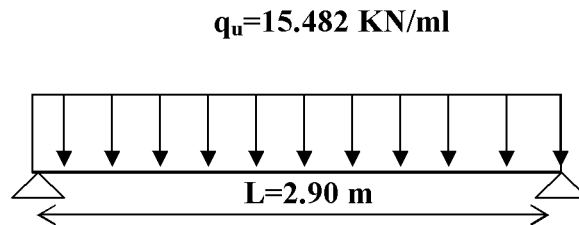


Fig : III-C-2) Schéma statique de calcul

#### ✓ calcul des moments :

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastrés ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

#### ➤ en travées :

$$M_t = 0.85 \times \frac{15.482 \times 2.90^2}{8} = 13.834 \text{ KN.m}$$

#### ➤ aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times \frac{15.482 \times 2.90^2}{8} = -4.882 \text{ KN.m}$$

#### ✓ les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{15.482 \times 2.90}{2} = 22.448 \text{ KN}$$

### III-C-2) ferrailage :

➤ en travées :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13.834 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.049 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.049 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{13.834 \times 10^3}{0.974 \times 28 \times 348} = 1.457 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.457 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA 12 ( $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$ )

➤ aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4.882 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.017 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.017 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{4.882 \times 10^3}{0.991 \times 28 \times 348} = 0.505 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.505 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA 10 ( $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$ )

✓ Vérification de la non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99] :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### ✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

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

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 3 \times 2 \times 3.14 \times 0.5 = 9.42 \text{ cm}$$

### ✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$\tau_{se} = \frac{22.448 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 0.945 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.945 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

### ✓ Vérification de l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :

(Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal.  $T_u = 22.448 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{22.448 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.320 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.5; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.320 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Pas de risque de cisaillement  $\rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## Chapitre III : calcul des éléments

---

- ✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_u \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.28 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u = 22.448 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

- ✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 22.448 \times 10^3 + \frac{-4.882 \times 10^5}{0.9 \times 28} \right) = 0.088 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.088 \text{ cm}^2$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

- ✓ Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{max}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, 1.2, \frac{25}{10} \right\} \rightarrow \min \{0.857, 1.2, 2.5\} = 0.857 \text{ cm}$$

$\phi_{max}$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1.2 cm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA 8 avec  $A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\} \text{ cm} = \min \{25.2; 40\} \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 25} = 0.64 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

➤ **aux appuis :**

$$e \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) \text{ cm} = \min(7.5; 12 \times 1; 30) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$e \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

**III-C-2-1) Calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 11.342 \text{ KN.ml}$$

✓ **calcul des moments :**

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 11.342 \times \frac{2.90^2}{8} = 11.923 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_{ap} = -0.3 \times 11.923 = -3.576 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 11.923 = 10.134 \text{ KN.m}$$

✓ **réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{11.342 \times 2.90}{2} = 16.445 \text{ KN}$$

**III-C-2-2) vérification à l'ELS :**

✓ **Etat limite de résistance de béton à la compression (Art A.4.5.2/BAEL 99) :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335 \rightarrow \beta_1 = 0.908 ; K_1 = 39.65$$

$$\sigma_s = \frac{3.576 \times 10^6}{0.908 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 59.852 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 59.852 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{59.852}{39.65} = 1.509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.509 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \rightarrow \beta_1 = 0.894 ; K_1 = 32.395$$

$$\sigma_s = \frac{10.134 \times 10^6}{0.894 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 119.422 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 119.422 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{119.422}{32.395} = 3.686 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.686 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 119.422 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{290} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.103 > 0.062 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{30}{290} = 0.103 \geq \frac{10.134}{10 \times 11.923} = 0.084 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Pour L=4m :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- La hauteur :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

- La largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

Avec :

L : la longueur libre dans le sens considéré.

$$l = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

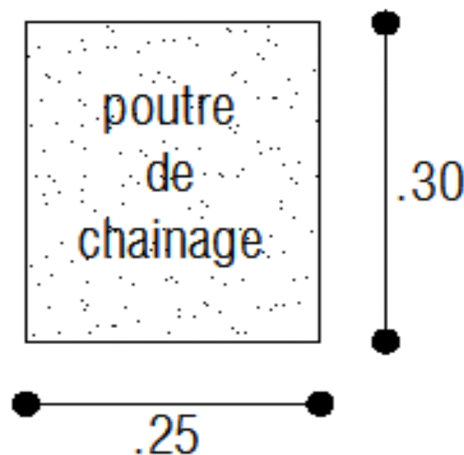
- La hauteur :

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24.666 \leq h_t \leq 37 \rightarrow \text{on opte pour une hauteur de } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

**Condition du RPA** : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm

- La largeur :

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \rightarrow \text{on opte pour une largeur de } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$



**Fig : III-C-3 : dimension de poutre de chainage**

✓ **Détermination des Sollicitations :**

**a) charges permanentes :**

-poids propre de la poutre :  $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$

-poids du mur (double cloison) :  $(3.06-0.3) \times 2.4 = 6.624 \text{ KN/ml}$

-poids du plancher :  $5.24 \times 0.65/2 = 1.703 \text{ KN/ml}$

**Gt = 10.202 KN/ml**

**b) surcharge d'exploitation:**

$$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14 \text{ KN/ml}$$

**c) Combinaisons de charges :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 10.202 + 1.5 \times 1.14 = 15.482 \text{ KN/ml} \rightarrow q_u = 15.482 \text{ KN/ml}$$

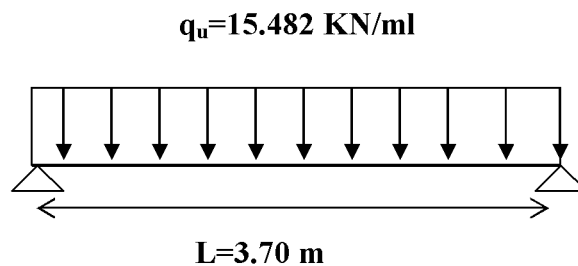
➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 10.202 + 1.14 = 11.342 \text{ KN/ml} \rightarrow q_s = 11.342 \text{ KN/ml}$$

**III-C-3) calcul à l'ELU :**

On considère que la poutre est simplement appuyée



**Fig : III-C-4 : Schéma statique de calcul**

✓ **calcul des moments :**

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastés ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

➤ en travées :

$$M_t = 0.85 \times \frac{15.482 \times 3.70^2}{8} = 22.519 \text{ KN.m}$$

➤ aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times \frac{15.482 \times 3.70^2}{8} = -7.948 \text{ KN.m}$$

✓ les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{15.482 \times 3.70}{2} = 28.641 \text{ KN}$$

✓ ferrailage :

➤ en travées :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{22.519 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.080 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.080 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{22.519 \times 10^3}{0.958 \times 28 \times 348} = 2.412 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.412 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA 12 ( $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$ )

➤ aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.948 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.028 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{7.948 \times 10^3}{0.986 \times 28 \times 348} = 0.827 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.827 \text{ cm}^2$$

**Soit 3 HA 10 ( $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$ )**

✓ **Vérification de la non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99] :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

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

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 3 \times 2 \times 3.14 \times 0.5 = 9.42 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$\tau_{se} = \frac{28.641 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.206 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.206 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :**  
(Art A 5.1, 2/BAEL 91modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal.  $T_u = 28.641 \text{KN}$ .

$$\tau_u = \frac{28.641 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.409 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.5; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.409 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Pas de risque de cisaillement  $\rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.4.321/BAEL 91modifié 99) :**

$$T_u \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.28 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u = 28.641 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.4.321/BAEL 91modifié 99) :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 28.641 \times 10^3 + \frac{-7.948 \times 10^5}{0.9 \times 28} \right) = -0.083 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > -0.083 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

Finalement en constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

✓ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{max}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, 1.2, \frac{25}{10} \right\} \rightarrow \min\{0.857, 1.2, 2.5\} = 0.857 \text{ cm}$$

$\phi_{max}$ :Diamètre maximal des armatures longitudinales = **1.2 cm**

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de **HA8** avec  $A_t=2HA 8=1.00 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\} \text{ cm} = \min(25.2; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 25} = 0.64 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{CV}$$

✓ **espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

➤ **aux appuis :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) \text{ cm} = \min(7.5; 12 \times 1; 30) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = \mathbf{6 \text{ cm}}$$

➤ **En travée :**

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

**III-C-4) Calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 11.342 \text{ KN.ml}$$

✓ **calcul des moments :**

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 11.342 \times \frac{3.70^2}{8} = 19.408 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_{ap} = -0.3 \times 19.408 = -5.822 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 19.408 = 16.496 \text{ KN.m}$$

✓ **réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{11.342 \times 3.70}{2} = 20.982 \text{ KN}$$

### III-C-5) vérification à l'ELS :

✓ **Etat limite de résistance de béton à la compression (Art A.4.5.2/BAEL 99) :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335 \rightarrow \beta_1 = 0.908 ; K_1 = 39.65$$

$$\sigma_s = \frac{5.822 \times 10^6}{0.908 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 97.445 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 97.445 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{97.445}{39.65} = 2.457 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.457 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \rightarrow \beta_1 = 0.894 ; K_1 = 32.395$$

$$\sigma_s = \frac{16.496 \times 10^6}{0.894 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 194.394 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 194.394 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{194.394}{32.395} = 6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 194.394 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

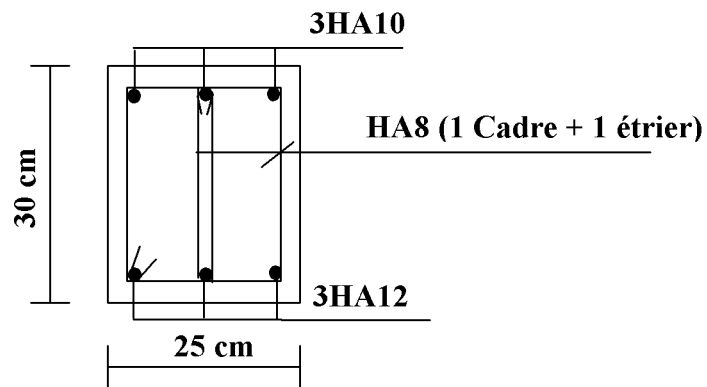
---

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{370} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.081 > 0.062 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{30}{370} = 0.081 \geq \frac{16.496}{10 \times 19.408} = 0.080 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Ferrailage de la poutre de chainage**

### III-D) Les escaliers

#### III-D-1) Introduction :

L'escalier est un ouvrage réalisé en béton armé coulé sur place qui permet la circulation entre les différents étages du bâtiment.

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers :

- Escaliers du RDC : a trois volées et deux paliers intermédiaires
- Escaliers d'autres étages : a deux volées et un palier intermédiaire

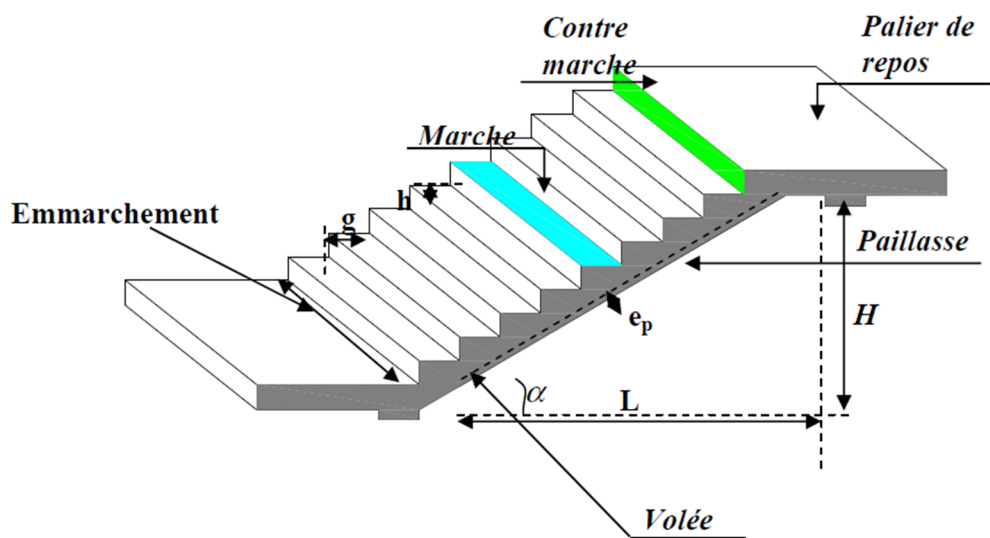


Fig : III-D-1 Principaux termes relatifs à un escalier

-**La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie... etc.

-**La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

-**La hauteur de la contre marche  $h$**  : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $15\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$

-**Le giron  $g$**  : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum. un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est :

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$$

-Une **volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

-Un **palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

-L'**emmarchement** : représente la largeur de la marche.

**n** : nombre de contre marches.

**m** : nombre de marches.

**e<sub>p</sub>**: épaisseur de la paillasse.

Notre ouvrage est doté d'une seule cage escalier qui nous permet d'accéder à tous les étages du bâtiment. L'escalier est réalisé en béton armé coulé sur place.

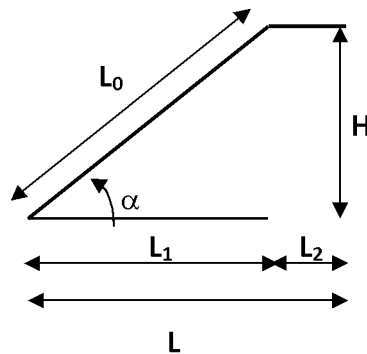
### III-D-2) Escalier d'étage courant :

#### III-D-2-1) Dimensionnement :

Les deux volées sont identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée de hauteur de 1.53 m, la hauteur des marches est selon la loi de BLONDEL:

**h** : est le plus courant ( $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ ).

**g** : est le plus courant ( $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}$ ).



**Fig : III-D-2 Schéma statique**

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :  $h=17\text{cm}$ .

✓ **Nombre de contre marches :**

Le nombre de contre marches est :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

$n = 9$  contre marches

✓ **Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à  $m = n-1 = 9-1 = 8$

$m = 8$  marches

✓ **calcul du giron :**

D'après la loi de BLONDEL :  $26\text{cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$ .

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

✓ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 59\text{cm} \leq 30 + 2(17) \leq 66\text{cm} \\ 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \end{array} \right\} \text{ CV}$$

✓ **Dimensionnement de la paille :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

➤ **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg } a = \frac{H}{L_1}$$

$$\text{tg } a = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.70} = 0.566 \rightarrow a = 29.53^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos a}$$

$$L_0 = \frac{2.70}{\cos 29.53} = 3.10 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.65 \text{ m}$$

➤ **Longueur réelle de la paille :**

$$L' = L_0 + L_2$$

$$L' = 3.10 + 0.65 = 3.75 \text{ m}$$

$$\frac{375}{30} \leq e_p \leq \frac{375}{20} \rightarrow 12.5\text{cm} \leq e_p \leq 18.75\text{cm}$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur :  $e_p = 18 \text{ cm}$

### III-D-2-2) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

#### ✓ Charges permanentes :

##### ➤ Palier :

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	G (KN/ml)
<b>Enduit ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Dalle en béton</b>	0.18	25	4.50
<b><math>G_{P \text{ total}} = 6.06 \text{ KN/ml}</math></b>			

**Tableau III-D-1 Charges permanentes du palier.**

##### ➤ Volée:

Désignation	Epaisseur	$\rho(KN/m^3)$	G (KN/ml)
<b>Enduit ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Marches</b>	$0.17 / 2 = 0.085$	25	2.125
<b>Garde du corps</b>	10	/	0.2
<b>Paillasse</b>	$\frac{e_p}{\cos a} = \left( \frac{0.18}{\cos 29.53} \right) = 0.206$	25	5.173
<b><math>G_{v \text{ total}} = 9.06 \text{ KN/ml}</math></b>			

**Tableau III-D-2 Charges permanentes de la volée.**

✓ **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR BC22** est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaisons de charges et surcharges :**

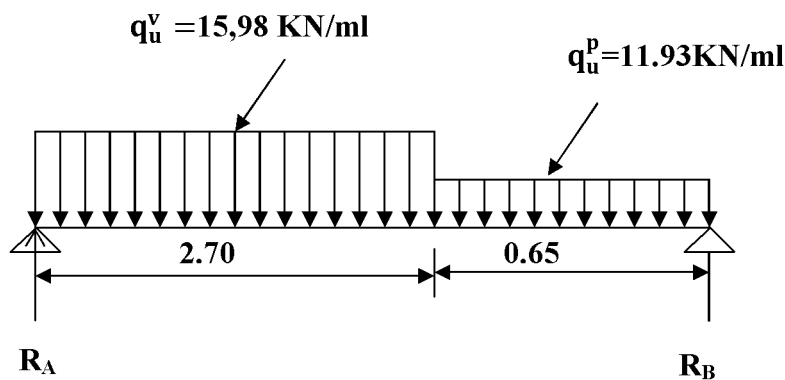
❖ **Calcul à l'ELU :**

-Palier :  $q_u^p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 1.35 \times 6.06 + 1.5 \times 2.5 = 11.93 \text{ KN/ml}$

-Volée :  $q_u^v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 1.35 \times 9.06 + 1.5 \times 2.5 = 15.98 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.



**Fig : III-D-3) Schéma statique des escaliers sous charges  $q_u^v$ ,  $q_u^p$ .**

-Réactions d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 15.98 \times 2.70 + 11.93 \times 0.65 = 50.90 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 11.93 \times 0.65 \left( \frac{0.65}{2} \right) + 15.98 \times 2.70 \left( 0.65 + \frac{2.70}{2} \right) - 3.35 \times R_A = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 26.51 \text{ KN} \\ R_B = 24.40 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des Effort tranchant et moment fléchissant :**

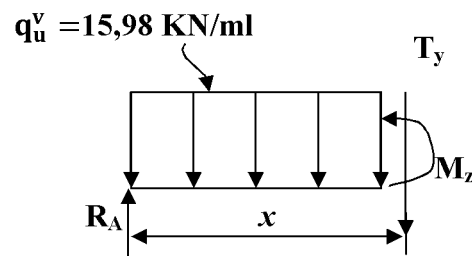
Pour tenir compte des semis encastresments aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment  $M_{max}$  en travée et en appuis respectivement.

-Moments en travée :  $M_{travée} = 0.85 \times M_0.$

-Moments aux appuis :  $M_{app} = - 0.3 \times M_0.$

- **Calcul de  $M_0$  :**

- **1<sup>er</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 2.70m$  :**



• **Efforts tranchants :**

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A - 15.98 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 15.98X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad T_Y = 26.51 \text{KN} \\ X = 2.7\text{m} \quad \rightarrow \quad T_Y = -16.64 \text{KN} \end{array} \right.$$

• **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 26.51X - 15.98 \frac{X^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad M_Z = 0 \text{KN.m} \\ X = 2.7\text{m} \quad \rightarrow \quad M_Z = 13.33 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

• **Moment maximum:**

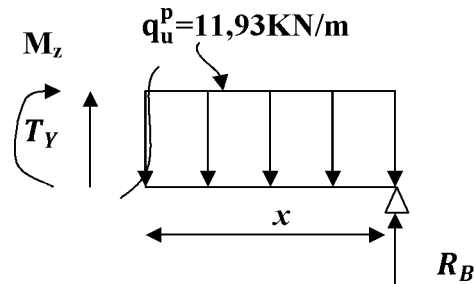
$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -15.98x + 26.51 = 0 \rightarrow x = 1.658 \text{ m}$$

$$M_Z = 26.51 \times 1.658 - 15.98 \frac{1.658^2}{2} = 21.989 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = M_Z = 21.989 \text{ KN.m}$$

- 2<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 0.65 \text{ m}$



• Efforts tranchants :

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_B - 11.93 X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 11.93X - R_B$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad T_Y = -24.40 \text{ KN} \\ X = 0.65 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_Y = -16.645 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Moment fléchissant :

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 24.40X - 11.98 \frac{X^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 0.65 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M_Z = 13.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 21.989 = 18.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -0.3 \times 21.989 = -6.596 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III: calcul des éléments

✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

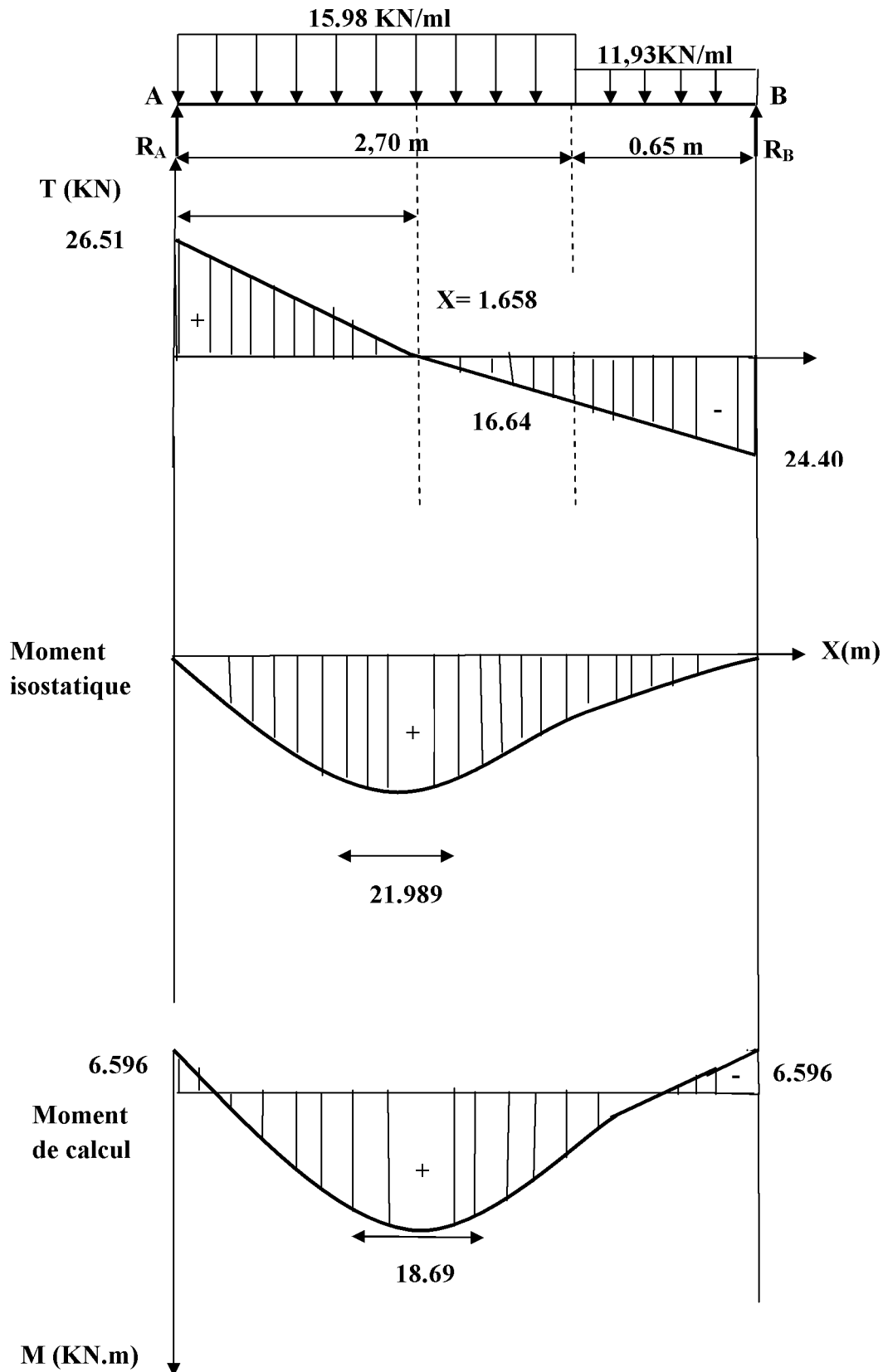


Fig :III-D-4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

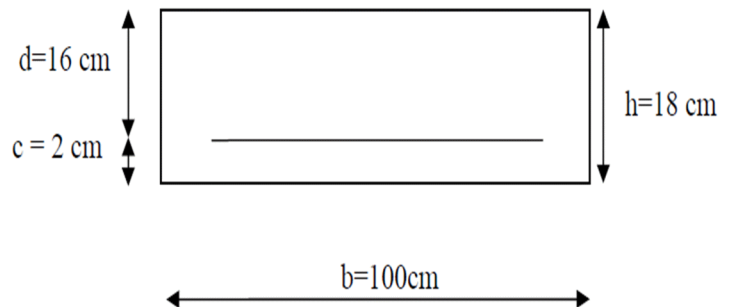
### III-D-2-3) Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 16 \text{ cm}.$$

$$h = d + c = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d = h - c$$



✓ **En travée :**

$$M_u^t = 18.69 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures principales :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.50} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{18.69 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.051 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.051 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{18.69 \times 10^3}{0.973 \times 16 \times 348} = 3.449 \text{ cm}^2$$

**$A_t = 3.449 \text{ cm}^2$  Soit 4 HA 12 ( $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 8** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

✓ **Aux appuis :**

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.596 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.018 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.596 \times 10^3}{0.911 \times 16 \times 348} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.195 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 10** ( $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0.79 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 8** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

### III-D-2-4) Les vérifications à l'ELU :

✓ **Vérification de la non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]**

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ **Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(54; 33) = 33 \text{ cm} \rightarrow CV$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(4h; 45) \text{ cm} = \min(72; 45) = 45 \text{ cm} \rightarrow CV$$

✓ **Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement : (Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

**T<sub>u</sub>** : effort tranchant maximal.

$$T_u = 26.51 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{26.51}{1000 \times 160} = 0.165 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

- ✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_u^{max} \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.16 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 26.51 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \rightarrow CV$$

- ✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures: (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 26.51 + \frac{-6.596 \times 10^3}{0.9 \times 16} \right) = -1.240 \text{ cm}^2 < 0$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u^{max}$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

- ✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

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

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

## Chapitre III: calcul des éléments

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 4 \times 2 \times 3.14 \times 6 = 150.72$$

$$\tau_{se} = \frac{26.51 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 150.72} = 1.221 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.221 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99) :**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm} \rightarrow L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

-Palier :  $q_s^p = G_p + Q = 6.06 + 2.5 = 8.56 \text{ KN/ml}$

-Volée :  $q_s^v = G_v + Q = 9.06 + 2.5 = 11.56 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

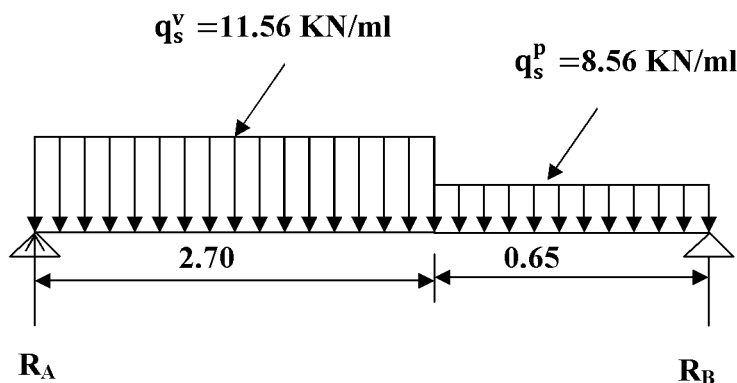


Fig :III-D-5 Schéma statique des escaliers sous charges  $q_s^v$ ,  $q_s^p$ .

**-Réactions d'appuis :**

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11.56 \times 2.70 + 8.56 \times 0.65 = 36.77 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 8.56 \times 0.65 \left(\frac{0.65}{2}\right) + 11.56 \times 2.70 \left(0.65 + \frac{2.70}{2}\right) - 3.35 \times R_A = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 19.17 \text{ KN} \\ R_B = 17.60 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

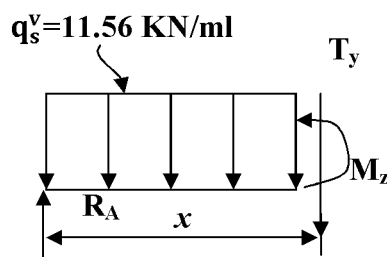
Pour tenir compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment  $M_{\max}$  en travée et en appuis respectivement.

-Moments en travée :  $M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0$ .

-Moments aux appuis :  $M_{\text{app}} = -0.3 \times M_0$ .

**-Calcul de  $M_0$  :**

**- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.70 \text{ m}$  :**



• **Efforts tranchants :**

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A - 11.56 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 11.56 X$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = 19.17 \text{ KN} \\ X = 2.7 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -12.04 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 19.17 X - 11.56 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2.7 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 9.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment maximum:**

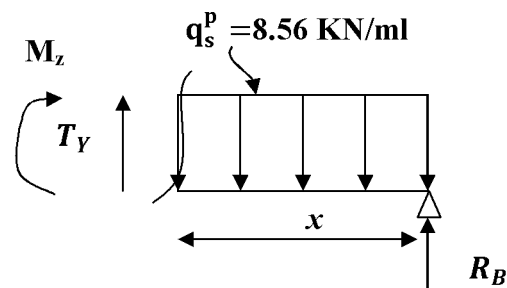
$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -11.56 x + 19.17 = 0 \rightarrow x = 1.658 \text{ m}$$

$$M_Z = 19.17 \times 1.658 - 11.56 \times \frac{1.658^2}{2} = 15.89 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = M_Z = 15.89 \text{ KN.m}$$

$$-2^{eme} \text{ tronçon : } 0 \leq x \leq 0.65 \text{ m}$$



- **Efforts tranchants :**

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_B - 8.56 X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 8.56 X - R_B$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = -17.60 \text{ KN} \\ X = 0.65 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -12.04 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 17.60 X - 8.56 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 0.65 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 9.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 15.89 = 13.50 \text{ KN.}$$

$$M_{app} = -0.3 \times 15.89 = -4.76 \text{ KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

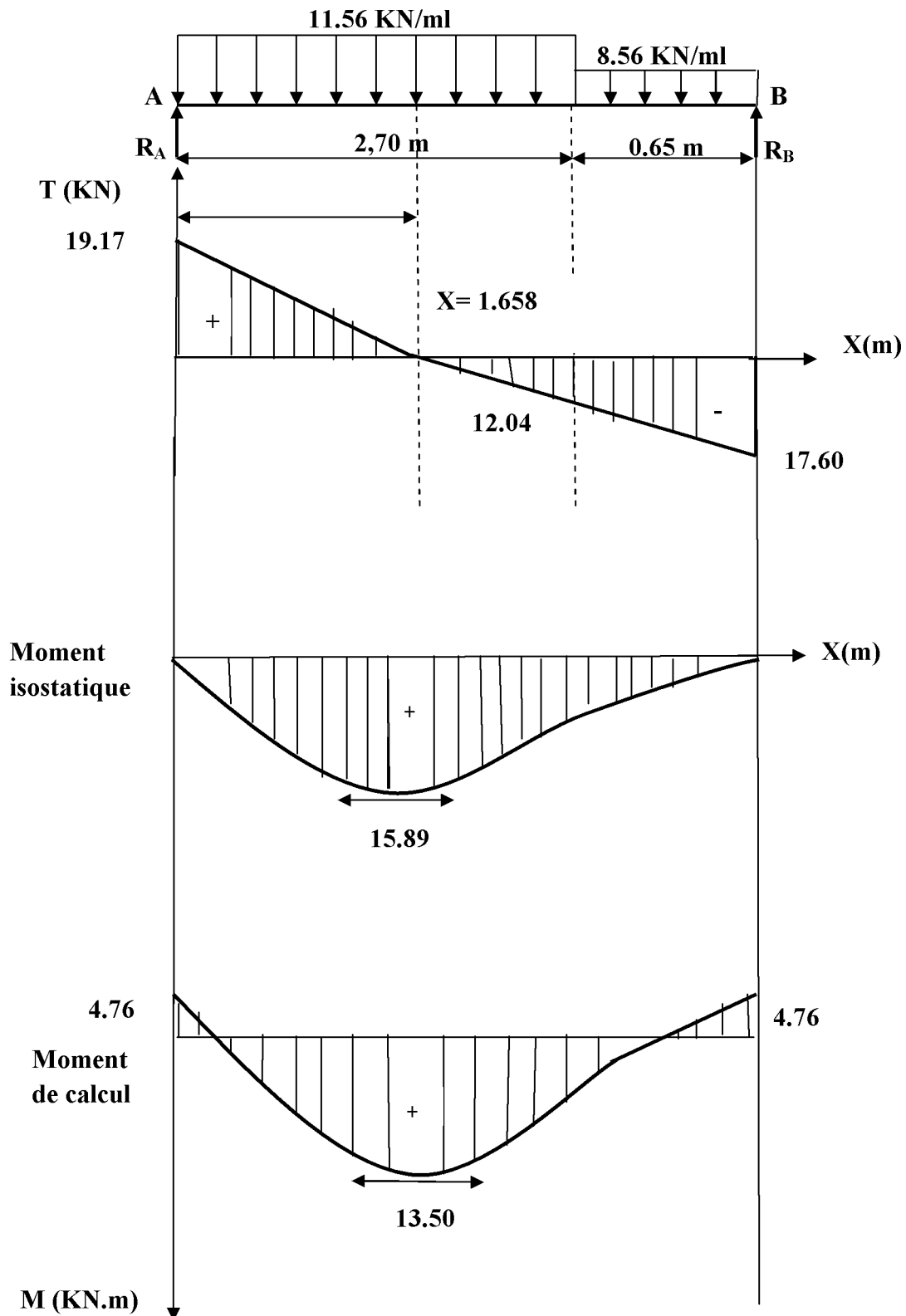


Fig :III-D-6) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS.

### III-D-2-5) Vérification à l'ELS :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- ✓ Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd}$$

- ✓ Sur appuis :

- Dans les aciers :

$$\rho = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.196 \Rightarrow \beta_1 = 0.928 ; K_1 = 54.93$$

$$\sigma_s = \frac{4.76 \times 10^6}{0.928 \times 160 \times 3.14 \times 10^2} = 102.096 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 102.096 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{102.096}{54.93} = 1.858 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.858 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

**-Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 16} = 0.282 \Rightarrow \beta_1 = 0.916 ; K_1 = 44.88$$

$$\sigma_s = \frac{13.50 \times 10^6}{0.916 \times 160 \times 4.52 \times 10^2} = 203.788 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 203.788 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

**- Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{203.788}{44.88} = 4.540 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.540 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

**h** : hauteur totale (18 cm).

**L** : portée entre nus d'appuis (L = 3.35 m) .

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée (M<sub>t</sub> = 13.50 KN.m) .

**M<sub>0</sub>** : valeur max du moment isostatique (M<sub>0</sub> = 15.89 KN.m) .

**A** : section des armatures.

**d** : hauteur utile de la section droite. (16 cm).

1) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{335} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.053 < 0.062 \rightarrow \text{CNV}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$f$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I$ : Moment d'inertie totale de la section homogène.

- **Calcul des paramètres :**

$$s_{xx} = \left( \frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t d$$

$$s_{xx} = \left( \frac{100 \times 18^2}{2} \right) + 15 \times 4.52 \times 16 = 17284.8 \text{ cm}^3$$

$$s_{xx} = 17284.8 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 4.52 = 1867.8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1867.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{s_{xx}}{B_0} = \frac{17284.8}{1867.8} = 9.254 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.254 = 8.746 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (9.254^3 + 8.746^3) + 15 \times 4.52 \times (8.746 - 2)^2 = 51801.60 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 51801.60 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{13.50 \times 10^6 \times (3350)^2}{10 \times 10818,865 \times 51801.60 \times 10^4} = 2.703 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{3350}{500} = 6.7 \text{ mm}$$

$$f = 2.703 \text{ mm} < \bar{f} = 6.7 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

Donc la flèche est vérifiée.

✓ **Conclusion :**

On opte pour le ferrailage trouvé à l'ELU.

### III-D-3) Escalier du RDC:

Il comporte deux volées identiques et une différente.

#### III-D-3-1) Dimensionnement :

Le RDC comporte trois volés, deux volées sont identiques à ceux des étages courants (déjà calculés) et une volée différente de hauteur de 1.19 m. la hauteur des marches est selon la loi de BLONDEL:

**h** : est le plus courant ( $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ ).

**g** : est le plus courant ( $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$ ).

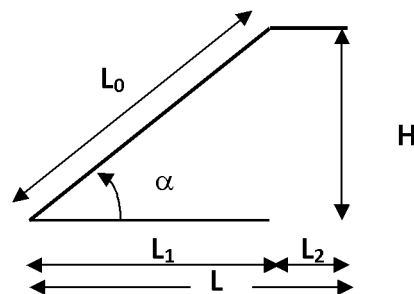


Fig :III-D-7 Schéma statique d'escalier.

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :  $h=17 \text{ cm}$ .

✓ **Nombre de contre marches :**

$$\text{Le nombre de contre marches est : } n = \frac{H}{h} = \frac{117}{17} = 7$$

$$n = 7 \text{ contre marches}$$

✓ **Nombre de marche :**

$$\text{Le nombre de marche pris égale à } m = n-1 = 7-1 = 6$$

$$m = 6 \text{ marches}$$

✓ **calcul du giron :**

D'après la loi de BLONDEL :  $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$ .

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

✓ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 59\text{cm} \leq 30 + 2(17) \leq 66\text{cm} \\ 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \end{array} \right\} \text{ CV}$$

✓ **Dimensionnement de la paille :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

➤ **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg } a = \frac{H}{L_1}$$

$$\text{tg } a = \frac{H}{L_1} = \frac{1.17}{1.76} = 0.664 \rightarrow a = 33.614^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos a}$$

$$L_0 = \frac{1.76}{\cos 33.614} = 2.113 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.65 \text{ m}$$

➤ **Longueur réelle de la paille :**

$$L' = L_0 + L_2$$

$$L' = 2.113 + 0.65 = 2.763 \text{ m}$$

$$\frac{276.3}{30} \leq e_p \leq \frac{276.3}{20} \rightarrow 9.21\text{cm} \leq e_p \leq 13.815\text{cm}$$

On opte pour une paille d'épaisseur :  $e_p = 12 \text{ cm}$

### III-D-3-2) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

#### ✓ Charges permanentes :

- Palier :  $G_{p\ total} = 6.06\ KN/ml$
- Volée :  $G_{v\ total} = 9.06\ KN/ml$

#### ✓ Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR BC22** est :

$$Q = 2.5 \times 1\ m = 2.5\ KN/ml$$

#### ✓ Combinaisons de charges et surcharges :

#### ❖ Calcul à l'ELU :

$$\text{-Palier : } q_u^p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 1.35 \times 6.06 + 1.5 \times 2.5 = 11.93\ KN/ml$$

$$\text{-Volée : } q_u^v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 1.35 \times 9.06 + 1.5 \times 2.5 = 15.98\ KN/ml$$

#### ✓ Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

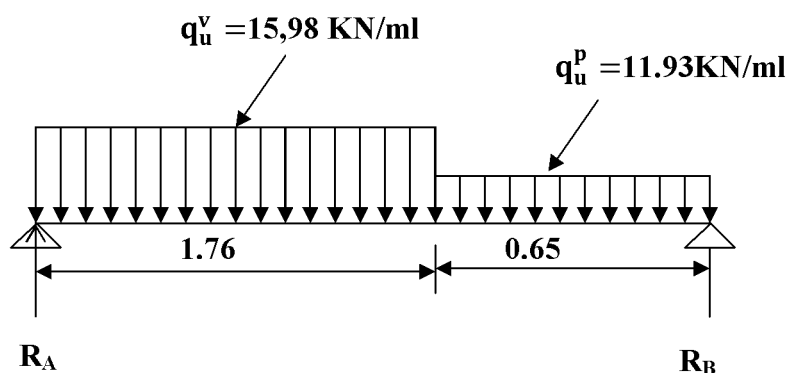


Fig :III-D-8 Schéma statique des escaliers sous charges  $q_u^v, q_u^p$ .

– Réactions d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 15.98 \times 1.76 + 11.93 \times 0.65 = 35.879 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 11.93 \times 0.65 \left(\frac{0.65}{2}\right) + 15.98 \times 1.76 \left(0.65 + \frac{1.76}{2}\right) - 2.41 \times R_A = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 18.90 \text{ KN} \\ R_B = 16.978 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Effort tranchant et moment fléchissant :

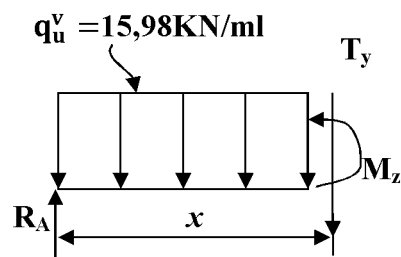
Pour tenir compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment  $M_{\max}$  en travée et en appuis respectivement.

-Moments en travée :  $M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0.$

-Moments aux appuis :  $M_{\text{app}} = -0.3 \times M_0.$

- Calcul de  $M_0$  :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.76 \text{ m}$  :



• Efforts tranchants :

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A - 15.98 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 15.98X$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = 18.90 \text{ KN} \\ X = 1.76 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -9.224 \text{ KN} \end{cases}$$

• Moment fléchissant :

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 18.90 X - 15.98 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.76 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 8.514 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment maximum:**

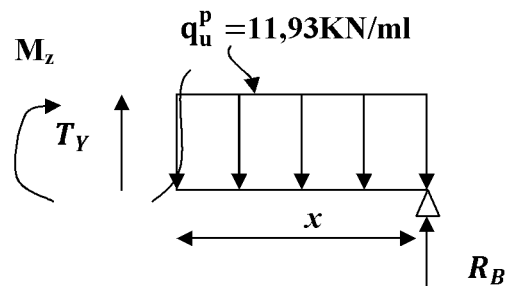
$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -15.98x + 18.90 = 0 \rightarrow x = 1.182 \text{ m}$$

$$M_Z = 18.90 \times 1.182 - 15.98 \frac{1.182^2}{2} = 11.176 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = M_Z = 11.176 \text{ KN.m}$$

- 2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.65 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_B - 11.93 X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 11.93X - R_B$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow T_Y = -16.978 \text{ KN} \\ X = 0.65 \text{ m} & \rightarrow T_Y = -9.224 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 16.978X - 11.98 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 0.65 \text{ m} & \rightarrow M_Z = 8.504 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 11.176 = 9.499 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III: calcul des éléments

$$M_{app} = -0.3 \times 11.176 = -3.352 \text{ KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

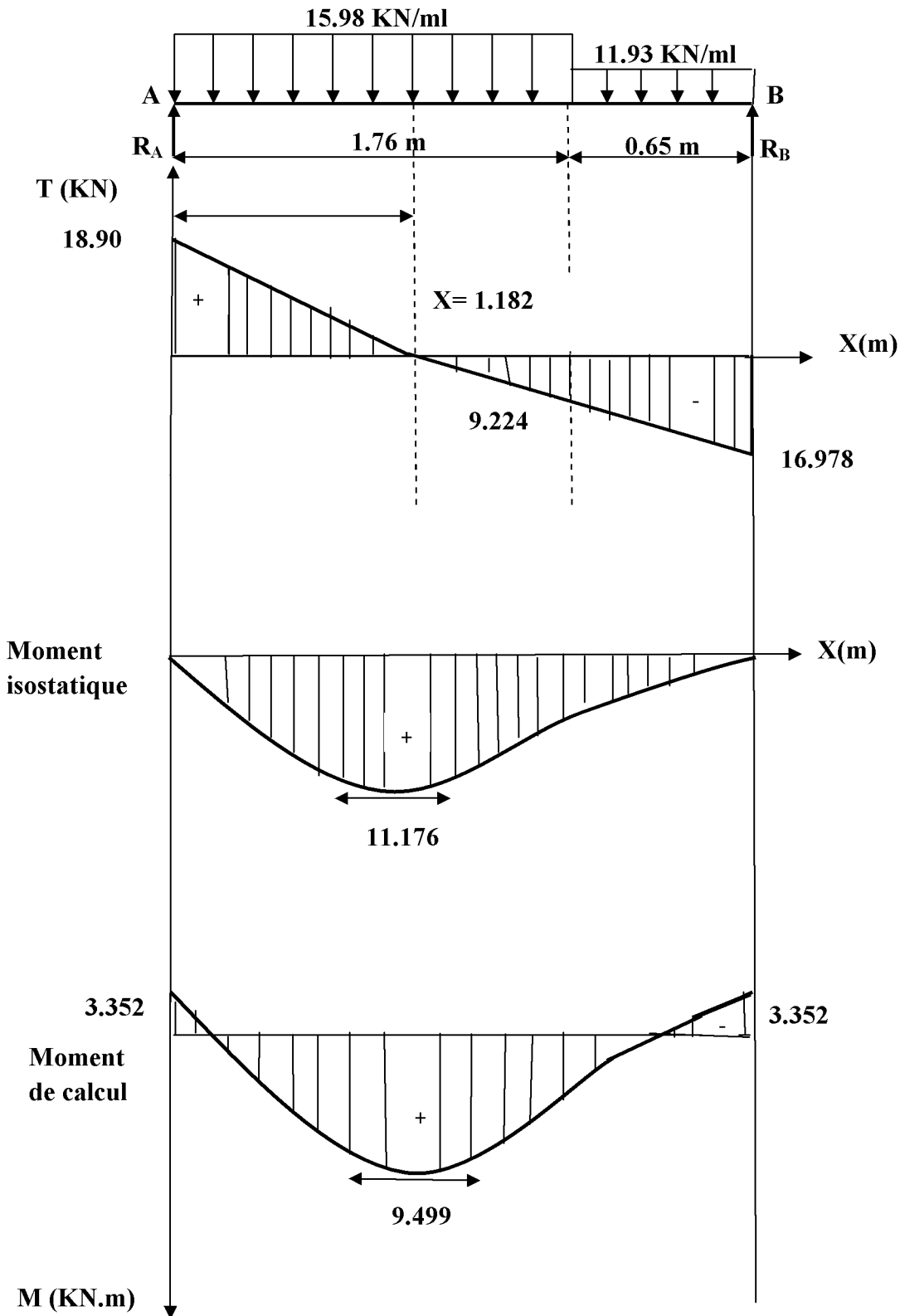


Fig :III-D-9 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

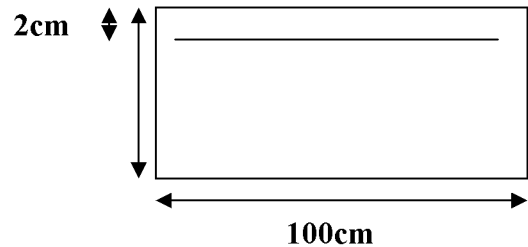
### III-D-3-3) Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $d = 16 \text{ cm}$ .

$$h = d + c = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d = h - c$$



✓ **En travée :**

$$M_u^t = 9.499 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures principales :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.50} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{9.499 \times 10^3}{100 \times 10^2 \times 14.2} = 0.066 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.066 \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{9.499 \times 10^3}{0.966 \times 10 \times 348} = 2.825 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 2.825 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 12** ( $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement **St = 25 cm**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 8** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

✓ **Aux appuis :**

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.352 \times 10^3}{100 \times 10^2 \times 14.2} = 0.023 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.023 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.352 \times 10^3}{0.988 \times 10 \times 348} = 0.974 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.974 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 10** ( $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0.79 \text{ cm}^2$  Soit **4 HA 8** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III-D-3-4) Les vérifications à l'ELU :

✓ **Vérification de la non fragilité du béton :** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.207 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

➤ **aux appuis :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.207 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ **Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(36; 33) = 33 \text{ cm} \rightarrow CV$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min(4h; 45) \text{ cm} = \min(48; 45) = 45 \text{ cm} \rightarrow CV$$

✓ **Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement : (Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : effort tranchant maximal.

$T_u = 18.90 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{18.90 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.321/BAEL 91modifié 99) :

$$T_u^{max} \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.1 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 600 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 18.90 \text{ KN} < 600 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures:(Art A.5.4.321/BAEL 91modifié 99) :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 18.90 + \frac{-3.352 \times 10^3}{0.9 \times 10} \right) = -1.016 \text{ cm}^2 < 0$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u^{max}$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d\sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 4 \times 2 \times 3.14 \times 6 = 150.72$$

$$\tau_{se} = \frac{18.90 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 150.72} = 1.393 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.393 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99) :**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm} \rightarrow L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}.$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

$$\text{-Palier : } q_s^p = G_p + Q = 6.06 + 2.5 = 8.56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Volée : } q_s^v = G_v + Q = 9.06 + 2.5 = 11.56 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

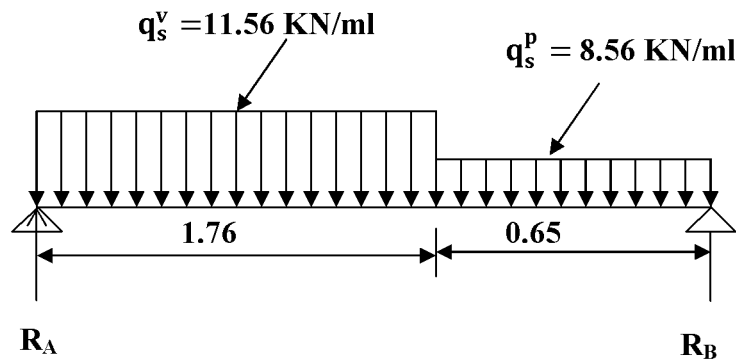


Fig : III-D-10 Schéma statique des escaliers sous charges  $q_s^v, q_s^p$ .

- Réactions d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11.56 \times 1.76 + 8.56 \times 0.65 = 25.909 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 8.56 \times 0.65 \left( \frac{0.65}{2} \right) + 11.56 \times 1.76 \left( 0.65 + \frac{1.76}{2} \right) - 2.41 \times R_A = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 13.666 \text{ KN} \\ R_B = 12.242 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Effort tranchant et moment fléchissant :

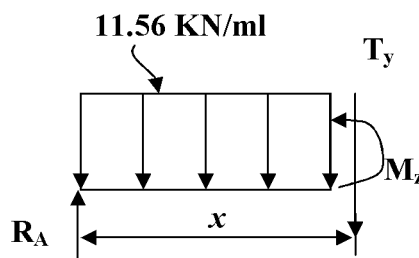
Pour tenir compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment  $M_{\max}$  en travée et en appuis respectivement.

-Moments en travée :  $M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0$ .

-Moments aux appuis :  $M_{\text{app}} = -0.3 \times M_0$ .

-Calcul de  $M_0$  :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.76 \text{ m}$  :



- **Efforts tranchants :**

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A - 11.56 X - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 11.56 X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad T_Y = 13.666 \text{ KN} \\ X = 1.76 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_Y = -6.679 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 13.666 X - 11.56 \frac{X^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.76 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M_Z = 6.148 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment maximum:**

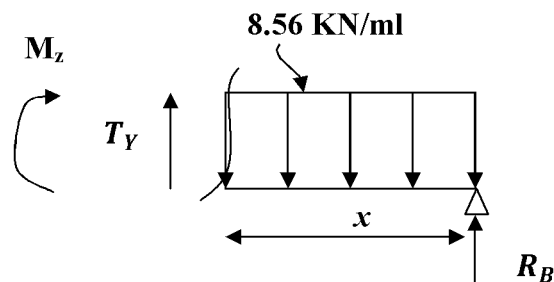
$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M^{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -11.56 x + 13.666 = 0 \rightarrow x = 1.182 \text{ m}$$

$$M_Z = 13.666 \times 1.182 - 11.56 \times \frac{1.182^2}{2} = 8.077 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = M_Z = 8.077 \text{ KN.m}$$

-2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.65 \text{ m}$



- **Efforts tranchants :**

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_B - 8.56 X + T_Y = 0$$

$$T_Y = 8.56 X - R_B$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad T_Y = -12.242 \text{ KN} \\ X = 0.65\text{m} \quad \rightarrow \quad T_Y = -6.679 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \rightarrow M_Z = 12.242 X - 8.56 \frac{X^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \rightarrow \quad M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ X = 0.65\text{m} \quad \rightarrow \quad M_Z = 6.149 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{trav} = 0.85 \times 8.077 = 6.865 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -0.3 \times 8.077 = -2.423 \text{ KN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

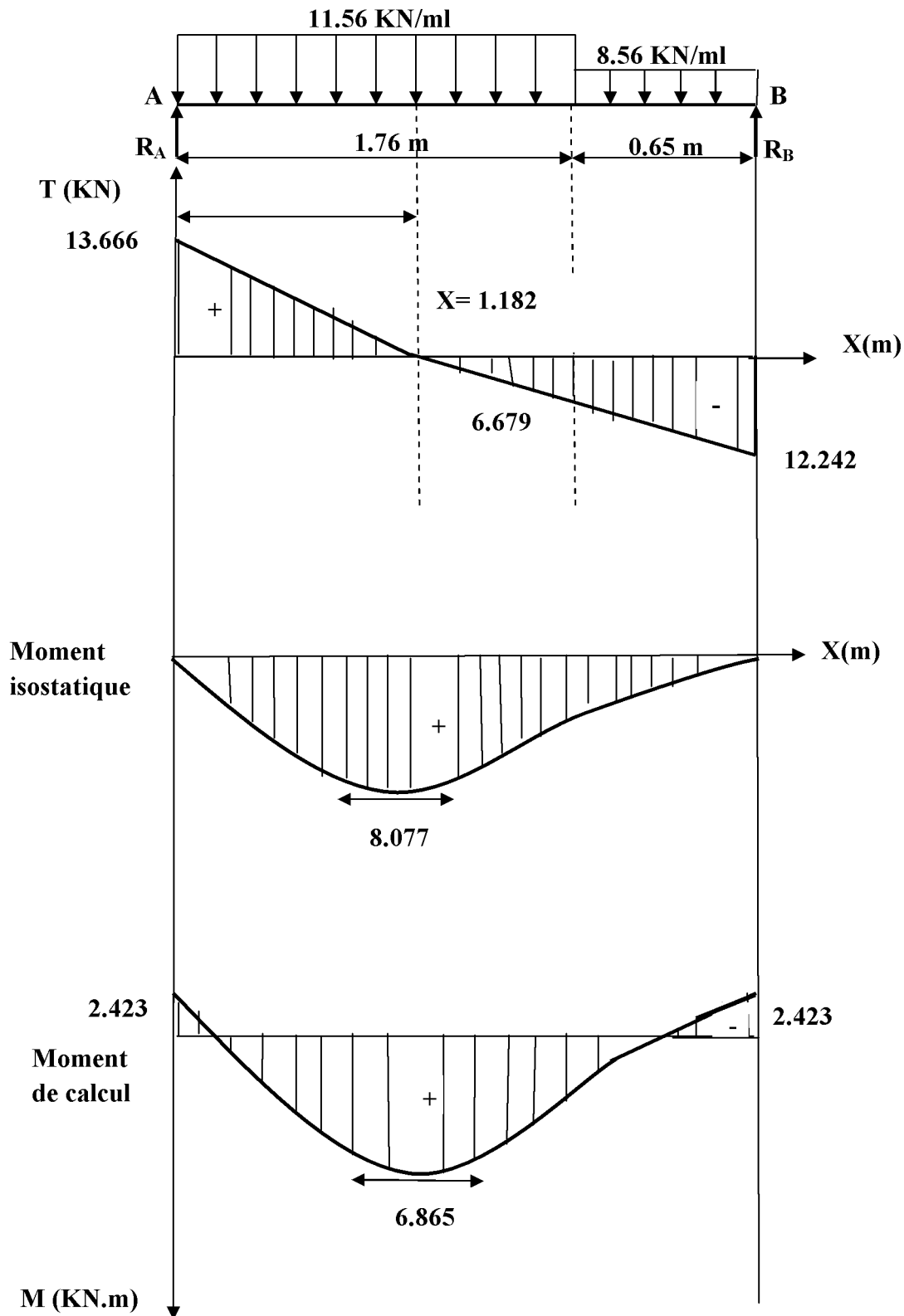


Fig :III-D-11 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

### III-D-3-5) Vérification à l'ELS :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- ✓ Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd}$$

➤ Sur appuis :

-Dans les aciers :

$$\rho = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.196 \Rightarrow \beta_1 = 0.928 ; K_1 = 54.93$$

$$\sigma_s = \frac{4.76 \times 10^6}{0.928 \times 160 \times 3.14 \times 10^2} = 102.096 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 102.096 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

-Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{102.096}{54.93} = 1.858 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.858 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

**-Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 16} = 0.282 \Rightarrow \beta_1 = 0.916 ; K_1 = 44.88$$

$$\sigma_s = \frac{13.50 \times 10^6}{0.916 \times 160 \times 4.52 \times 10^2} = 203.788 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 203.788 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

**-Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{203.788}{44.88} = 4.540 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.540 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec

**h** : hauteur totale (18 cm)

**L** : portée entre nus d'appuis (L = 3.35 m) ;

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée (M<sub>t</sub> = 13.50 KN.m) ;

**M<sub>0</sub>** : valeur max du moment isostatique (M<sub>0</sub> = 15.89 KN.m) ;

**A** : section des armatures ;

**d** : hauteur utile de la section droite.(16 cm)

1):

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{335} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.053 < 0.062 \rightarrow \text{CNV}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$f$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I$ : Moment d'inertie totale de la section homogène.

➤ **Calcul des paramètres :**

$$s_{xx} = \left( \frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t d$$

$$s_{xx} = \left( \frac{100 \times 18^2}{2} \right) + 15 \times 4.52 \times 16 = 17284.8 \text{ cm}^3$$

$$s_{xx} = 17284.8 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 4.52 = 1867.8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1867.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{s_{xx}}{B_0} = \frac{17284.8}{1867.8} = 9.254 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.254 = 8.746 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (9.254^3 + 8.746^3) + 15 \times 4.52 \times (8.746 - 2)^2 = 51801.60 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 51801.60 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{13.50 \times 10^6 \times (3350)^2}{10 \times 10818,865 \times 51801.60 \times 10^4} = 2.703 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{3350}{500} = 6.7 \text{ mm}$$

$$f = 2.703 \text{ mm} < \bar{f} = 6.7 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad CV$$

Donc la flèche est vérifiée.

✓ **Conclusion :**

On opte pour le ferrailage trouve a l'ELU.

# Chapitre III: calcul des éléments

---

### III-E) Poutre palière :

#### III-E-1) Définition :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ( $b \times h$ ), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier.

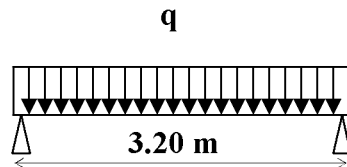


Fig : III-E-1) Schéma statique de la poutre palière

#### III-E-2) Pré-dimensionnement :

✓ **Hauteur** : La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

**L** : La portée libre de la poutre.

**$h_t$** : Hauteur de la poutre

$$\frac{320}{15} = 21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$$

Ainsi que, le RPA 99 modifié en 2003 exige une valeur minimale pour la hauteur, qui est de 30cm.

Donc on opte pour  **$h_t = 30\text{cm}$**

✓ **Largeur** : La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \rightarrow \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Selon le RPA 2003,  **$b \geq 20\text{cm}$**  on opte pour  **$b = 25\text{cm}$**

Donc :

La poutre palière aura pour dimensions :

$$(b, h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

✓ Vérifications aux exigences du RPA (Art .7.4.1/RPA 99) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \rightarrow \text{CV}$$

### III-E-3)-Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :  $G_1 = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN /ml}$ .
- Réaction du palier : on prend le cas le plus défavorable :

**ELU:**  $R_B = 24.40 \text{ KN}$ .

**ELS:**  $R_B = 17.60 \text{ KN}$ .

➤ **combinaison de charges :**

- Poids propre de la poutre à l'ELU =  $1.35 \times G = 1.35 \times 1.875 = 2.531 \text{ KN /ml}$
- Réaction de la poutre à l'ELU :  $24.40 \text{ KN}$ .

$$q_u = 1.35G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_u = 1.35 \times 1.875 + \frac{2 \times 24.40}{3.20} = 17.781 \text{ KN} \rightarrow q_u = 17.781 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_s = 1.875 + \frac{2 \times 17.60}{3.20} = 12.875 \text{ KN} \rightarrow q_s = 12.875 \text{ KN/ml}$$

### III-E-4) Calcul à l'ELU:

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 56.899 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A = 28.449 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.449 \text{ KN}$$

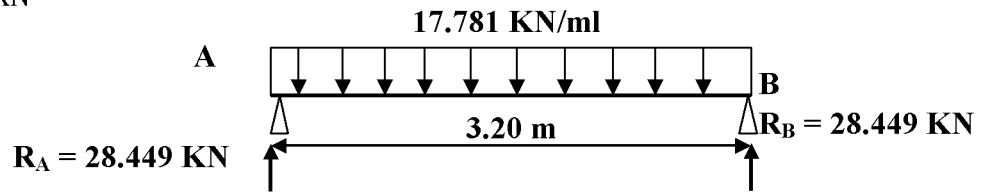


Fig : III-E-2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

✓ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{17.781 \times 3.20^2}{8} = 22.759 \text{ KN.m} \rightarrow M_0 = 22.759 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u l}{2}$$

$$T = \frac{17.781 \times 3.20}{2} = 28.449 \text{ KN} \rightarrow T = 28.449 \text{ KN}$$

En considérant l'effort de semi encastrement, les moments corrigés seront comme suit:

$$M_{u \text{ trav}} = 0.85 M_0 = 19.345 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ app}} = -0.3 M_0 = -6.827 \text{ KN.m}$$

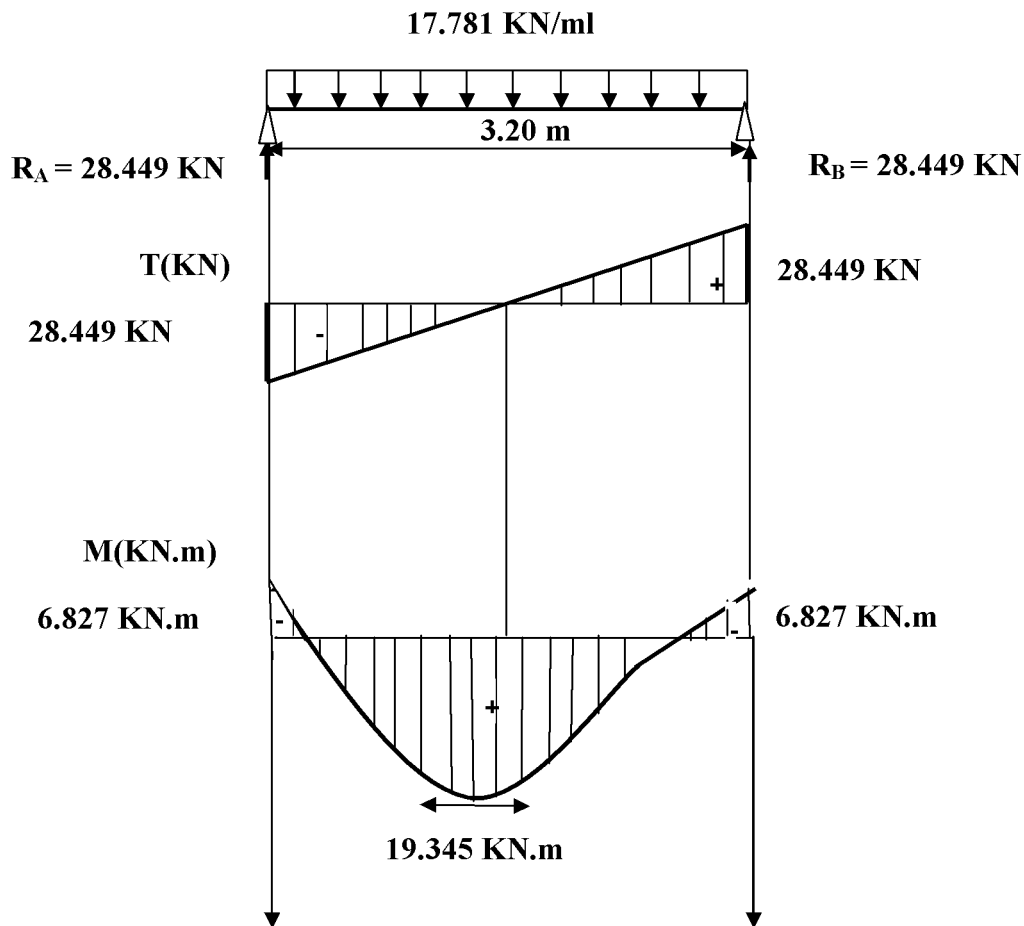


Fig : III-E-3 : Diagramme de l'effort tranchant et de moment fléchissant à l'ELU

#### III-E-4-1) Ferrailage :

➤ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.827 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.024 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.827 \times 10^3}{0.988 \times 28 \times 348} = 0.709 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA 10 ( $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$ )

➤ **En travée :**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.50} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{19.345 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.07 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.07 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{19.345 \times 10^3}{0.964 \times 28 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA 12** ( $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$ )

### III-E-4-2) Les vérifications à l'ELU :

✓ **Vérification de la non fragilité du béton : (Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99) :**

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.2.2/BAEL91 modifié 2003) :

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal.  $T_u = 28.449 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{28.449 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.406 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.406 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_u \leq 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.28 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u = 28.449 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures:(Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99):**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 28.449 \times 10^3 + \frac{-6.827 \times 10^5}{0.9 \times 28} \right) = 0.039 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 0.039 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

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

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 3 \times 2 \times 3.14 \times 5 = 94.2 \text{ mm} = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.449 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.198 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.198 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Longueur de scellement (Art 6.1.23 / BAEL 99) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm} \text{ donc } L_s = 40\phi = 40 \text{ cm}$$

✓ **Les armatures transversales (BAEL91 /Art7.2.2) :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_v, \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(12, 25, 8.57) = 8.58 \text{ mm}$$

On prend un **cadre** et un **étrier** en **HA8**

## Chapitre III : calcul des éléments

### ✓ Espacement :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) l'écartement set donne selon les deux zones :

#### ➤ En zone nodale (aux appuis) :

$$l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1\right) = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } s_t = 6 \text{ cm}$$

#### ➤ En zone courante (en travée) :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } s_t = 15 \text{ cm}$$

**Remarque :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### III-E-5) Calcul à l'ELS:

#### ✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 41.2 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A = 20.6 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.6 \text{ KN}$$

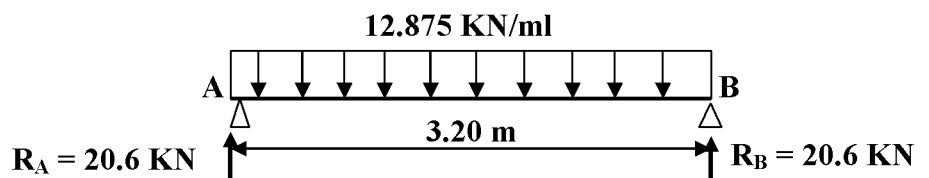


Fig : III-E-4) Schéma statique de la poutre palière à l'E.L.S

#### ✓ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{12.875 \times 3.20^2}{8} = 16.48 \text{ KN.m} \rightarrow M_0 = 16.48 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

$$T = \frac{q_s l}{2}$$

$$T = \frac{12.875 \times 3.20}{2} = 20.60 \text{ KN} \rightarrow T = 20.60 \text{ KN}$$

En considérant l'effort de semi encastrement, les moments corrigés seront comme suit:

$$M_{u \text{ trav}} = 0.85 M_0 = 14.008 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ app}} = -0.3 M_0 = -4.944 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant:

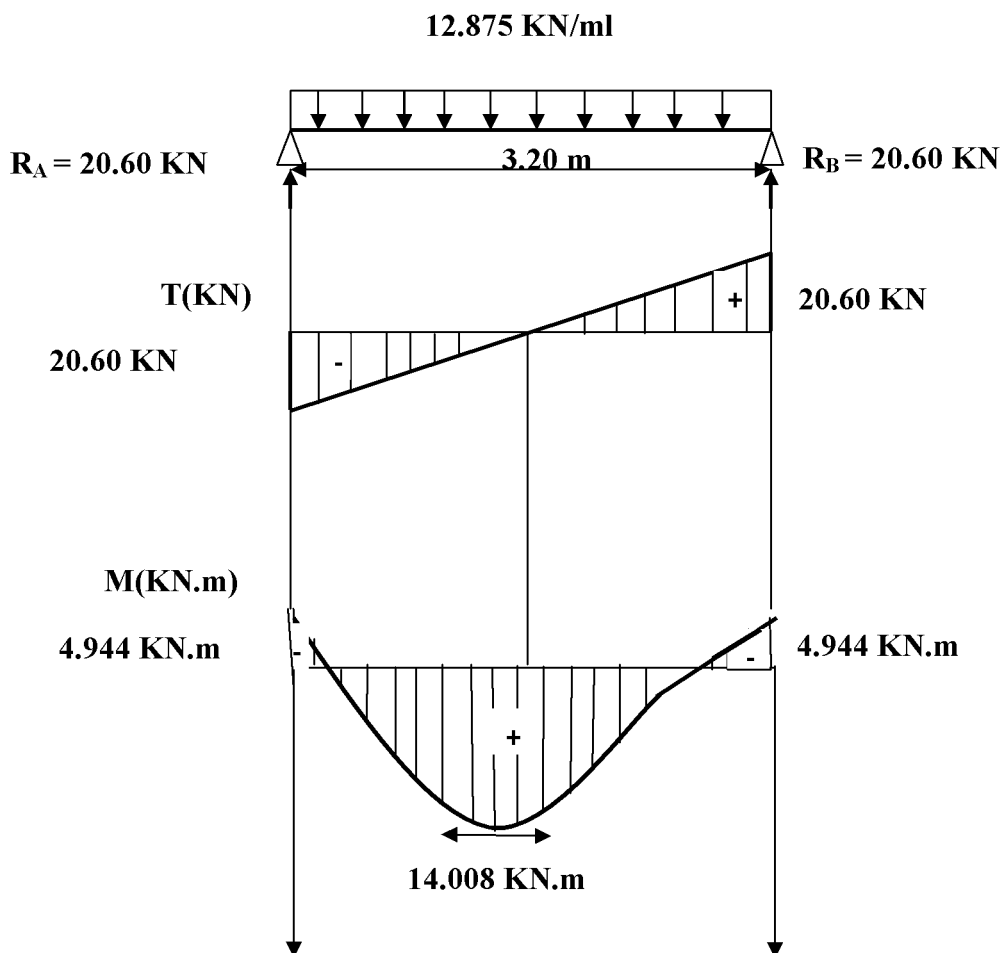


Fig : III-E-5) Diagramme de l'effort tranchant et de moment fléchissant a l'ELS

### III-E-5-1) Vérification à l'ELS :

✓ **Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd}$$

➤ **Sur appuis :**

- **Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335 \rightarrow \beta_1 = 0.909 ; K_1 = 40.255$$

$$\sigma_s = \frac{4.944 \times 10^6}{0.909 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 82.658 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 82.658 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{82.658}{40.255} = 2.053 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.053 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travée :**

- **Dans les aciers :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \rightarrow \beta_1 = 0.894 ; K_1 = 32.395$$

$$\sigma_s = \frac{14.008 \times 10^6}{0.894 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 165.074 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 165.074 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{165.074}{32.395} = 5.095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.095 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{320} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.093 > 0.062 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{320} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{14.008}{10 \times 16.48} = 0.085 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow \text{CV}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

### **Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit:

- Appuis : **3HA10** ( $2.35 \text{ cm}^2$ )
- Travée : **3HA12** ( $3.39 \text{ cm}^2$ )
- Cadres et étriers de **HA8**.

### III.F) Etude de l'ascenseur :

#### III-F-1) Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V = (1\text{m/s})$  dont la surface de la cabine est de  $2.557\text{ m}^2$  ( $1.55 \times 1.65$ ) pouvant chargé 8 personnes de  $6.3\text{KN}$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

#### III-F-2) Calcul de dalle pleine de la salle machine :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée et son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

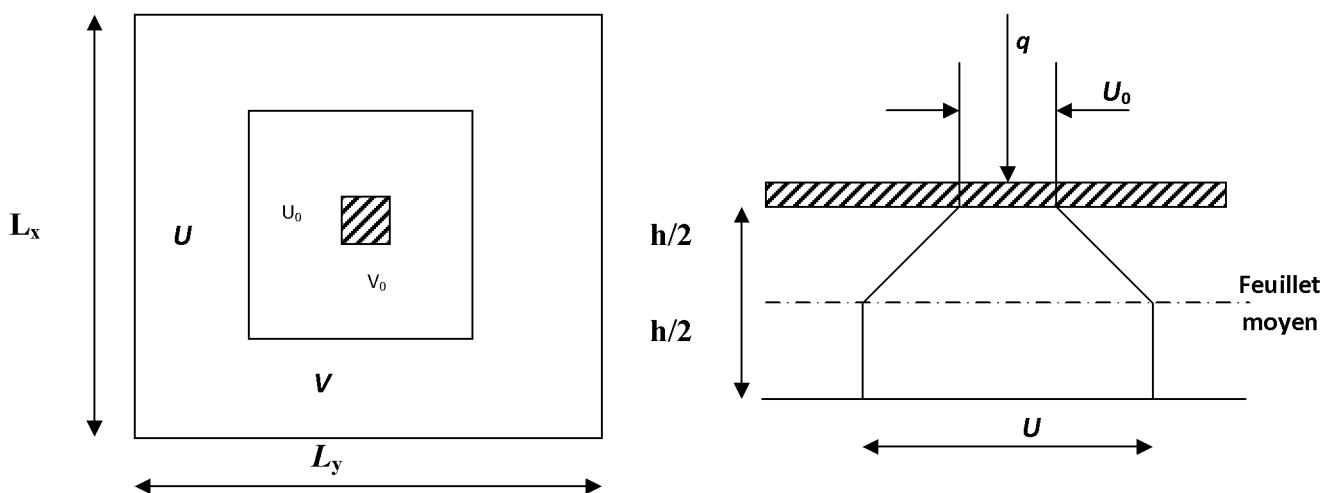


Fig : III-E-1 : Caractéristiques géométriques de la dalle

#### III.F.2-1) Dimensionnement :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$
$$\rho = \frac{1.55}{1.65} = 0.939 \quad \rightarrow \quad 0.4 \leq \rho = 0.939 \leq 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens

✓ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{155}{30} = 5.166 \text{ cm}$$

**NB :**

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$  ; on adopte une hauteur :  $h_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :**

$$\left. \begin{array}{l} U = U_0 + 2e_0 + h_t \\ V = V_0 + 2e_0 + h_t \end{array} \right\} \text{ revêtement en béton}$$

Avec :

$e_0$  : épaisseur du revêtement ( $e = 0$ ) (pas de revêtement).

$h_t$  = hauteur de la dalle ( $h_t = 15\text{cm}$ )

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$  (côte de rectangle dans laquelle  $q$  est concentrée).

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 0.8 + 0.15 = 0.95\text{m} \\ V = 0.8 + 0.15 = 0.95 \text{ m} \end{array} \right.$$

✓ **évaluation des moments dus au système de levage :**

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

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q_u$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \nu=0 \quad \text{ELU} \\ \nu=0.2 \quad \text{ELS} \end{array} \right.$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $\left(\rho ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y}\right)$  à partir des abaques de PIGEAUD.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{1.65} = 0.939 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{0.95}{1.55} = 0.612 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{0.95}{1.65} = 0.575 \end{array} \right.$$

Pour déterminer  $M_1$  et  $M_2$  on doit faire une interpolation entre deux valeurs :

➤  $\rho = 0.9$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = 0.6 \quad , \quad \frac{u}{L_y} = 0.5: \\ M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.073 \\ \\ \rightarrow \quad M_1 = 0.081 \quad M_2 = 0.067 \\ \\ \frac{u}{L_x} = 0.7 \quad , \quad \frac{u}{L_y} = 0.6 \\ M_1 = 0.077 \\ M_2 = 0.062 \end{array} \right.$$

➤  $\rho = 1$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = 0.6 \quad , \quad \frac{u}{L_y} = 0.5: \\ M_1 = 0.081 \\ M_2 = 0.081 \\ \\ \rightarrow \quad M_1 = 0.074 \quad M_2 = 0.074 \\ \\ \frac{u}{L_x} = 0.7 \quad , \quad \frac{u}{L_y} = 0.6 \\ M_1 = 0.068 \\ M_2 = 0.068 \end{array} \right.$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

Après interpolation entre les deux valeurs on a trouvé :

$$M_1 = 0.077 \quad M_2 = 0.070$$

✓ **Combinaisons de charges:**

➤ **A l'ELU: ( $\nu = 0$ )**

$$p_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$p_u = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN} \rightarrow P_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) p_u \rightarrow M_{x1} = (0.077 + 0) \times 121.5 = 9.355 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) p_u = M_{y1} = (0.070 + 0) \times 121.5 = 8.505 \text{ KN.m}$$

$$M_{x1} = 9.355 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 8.505 \text{ KN.m}$$

✓ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction de rapport  $\rho$  et le coefficient  $\nu$  :

$$\rho = 0.939 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.049 \\ \mu_y = 0.898 \end{cases}$$

✓ **Poids propre de la dalle:**

$$G = \gamma_b \times h_t$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.562 \text{ KN/ml}$$

Ce qui nous donne :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.049 \times 6.562 \times 1.55^2 = 0.772 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.898 \times 0.772 = 0.693 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 0.772 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y2} = 0.693 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.355 + 0.772 = 10.127 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.505 + 0.693 = 9.198 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 10.127 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_y = 9.198 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis :

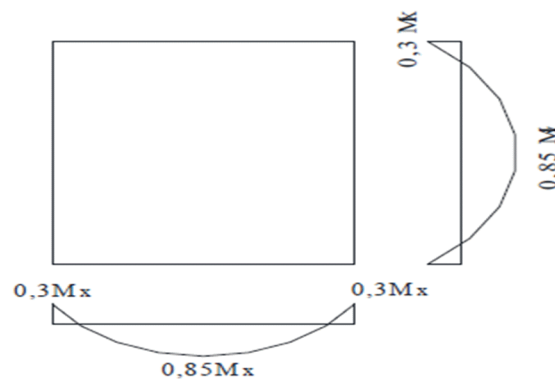
- **Sens  $L_x$  et  $L_y$  :**

**En travées :**  $M_x^t = 0.85 \times 10.127 = 8.607 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.85 \times 9.198 = 7.818 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 10.127 = -3.038 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0.3 \times 9.198 = -2.759 \text{ KN.m}$$



**Fig : III-E-2) Moment dans les deux sens  $L_x$  et  $L_y$**

### III-F-3) Ferrailage:

Le ferrailage se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur, il sera le même dans les deux sens car la dalle est carrée.

## Chapitre III : calcul des éléments

---

Avec :

$$b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad c=2\text{cm} \quad d = 15-2=13\text{cm}$$

- sens  $L_X$  :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{3.038 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{3.038 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.675 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25 cm**

- sens  $L_Y$  :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2.759 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{2.759 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.613 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25 cm**

➤ En travée :

- Sens  $L_X$  :

$$\mu_b = \frac{8.607 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{8.607 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.935 \text{ cm}^2$$

Soit  $4HA10 / ml = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :**

- **Sens  $L_Y$  :**

$$\mu_b = \frac{7.818 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{7.818 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.756 \text{ cm}^2$$

Soit  $4HA10 / ml = 3.14 \text{ cm}^2$

### III.F.3-1) Vérification à l'ELU ( $\nu = 0$ ) :

✓ **Condition de non fragilité (Art : A.4.2.1 /BAEL91 modifié 99) :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \frac{(3 - \alpha)}{2}; \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.939$$

Avec :

$\rho_0$  : Taux d'acier minimal réglementaire dans chaque direction ( $\rho_0 = 0.0008$  Pour les aciers de HA, FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times 1.03 = 1.236 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.236 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

➤ **En travées :**  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.236 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

✓ **Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91) :**

L'écartement des barres d'une même nappe soumise à une charge concentrée ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

## Chapitre III : calcul des éléments

---

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min (2h, 25 \text{ cm})$ .
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm})$ .
- Armatures aux appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} = \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow CV$
- Armatures en travées :  $S_t = 25 \text{ cm} = \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow CV$

✓ **Condition de non poinçonnement: (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99) :**

Aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$p_u \leq p_c = 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P.

$$\mu_c = 2 \times (U + V)$$

$$\mu_c = 2 \times (0.95 + 0.95) = 3.80 \text{ m}$$

$$p_u = 121.5 \text{ KN} \leq p_c = 0.045 \times 3.80 \times 0.15 \times 1.666 \times 10^4 = 427.5 \text{ KN}$$

$$p_u = 121.5 \text{ KN} \leq p_c = 427.5 \text{ KN} \rightarrow CV$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

✓ **Diamètre maximal des barres :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\phi_{max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow CV$$

✓ **Contrainte tangentielle :**

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

➤ **Au milieu de U :**

$$T_{max} = V_u = \frac{P_u}{2U + V}$$

$$T_{max} = V_u = \frac{121.5}{2 \times 0.95 + 0.95} = 42.631 \text{ KN}$$

➤ Au milieu de V :

$$T_{max} = V_u = \frac{P_u}{3U}$$

$$T_{max} = V_u = \frac{121.5}{3 \times 0.95} = 42.631 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{ MPa}$$

(La fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{42.631 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.327 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### III.F.3-2) Vérification à l'E.L.S ( $\nu = 0.2$ ) :

✓ Moments dus au système de levage :

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

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

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_s \rightarrow M_{x1} = (0.077 + 0.2 \times 0.070) \times 90 = 8.190 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s = M_{y1} = (0.070 + 0.2 \times 0.077) \times 90 = 7.686 \text{ KN.m}$$

✓ Moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \times h_t$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.939 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.049 \\ \mu_y = 0.898 \end{cases}$$

Ce qui nous donne :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.049 \times 4.75 \times 1.55^2 = 0.559 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.898 \times 0.559 = 0.501 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 0.559 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y2} = 0.501 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.190 + 0.559 = 8.749 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.686 + 0.501 = 8.187 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 8.749 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_y = 8.187 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**

- **Sens  $L_x$  et  $L_y$  :**

➤ **En travées :**  $M_x^t = 0.85 \times 8.749 = 7.436 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.85 \times 8.187 = 6.958 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 8.749 = -2.624 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0.3 \times 8.187 = -2.456 \text{ KN.m}$$

### III.F.4) Ferrailage :

Le ferrailage se fera à L'ELS pour une bande de 1m de largeur,

Avec :

$$b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad c=2\text{cm} \quad d = 15-2=13\text{cm}$$

- **Sens  $L_x$  :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2.624 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{2.624 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.582 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

- Sens  $L_y$  :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2.456 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{2.456 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.545 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

- Sens  $L_x$  :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{7.436 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{7.436 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.668 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

- Sens  $L_y$  :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{6.958 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{6.958 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.559 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

Donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

· **Sens L<sub>X</sub> :**

➤ **Aux appuis :**  $M_a = 2.624 \text{ KN. m}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow \alpha_1 = 0.193 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.935$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.016$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\sigma_s = \frac{2.624 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 107.402 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 1.718 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En travées :**  $M_t = 7.436 \text{ KN. m}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \alpha_1 = 0.235 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.921$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{7.436 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 197.791 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 3.955 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

· Sens  $L_y$  :

➤ Aux appuis :  $M_a = 2.456 \text{ KN. m}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow \alpha_1 = 0.193 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.935$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.016$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\sigma_s = \frac{2.456 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 100.525 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 1.608 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

➤ En travées :  $M_t = 6.958 \text{ KN. m}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \alpha_1 = 0.235 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.921$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{6.958 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 185.076 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 3.701 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

**Remarque** : les conditions sont vérifiées dans les deux sens.

✓ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

## Chapitre III : calcul des éléments

---

### IV) Etude du contreventement :

#### IV-1) Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le système structural d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appeler couramment refond, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système poteaux poutres formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs présentant une grande rigidité à la flexion et la torsion.

Dans notre cas l'ossature de notre bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refonds, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refonds d'une part, et dans les portiques d'autres part. pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles et celle des portiques auxquels nous allons attribuer une inertie fictive.

#### IV-2) Inertie des voiles :

##### IV-2-1) Inerties des refends pleins :

✓ Les voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{e l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{l e^3}{12} \ll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

✓ Les voiles transversaux :

$$I_x = \frac{e l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{l e^3}{12} \ll I_x$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.

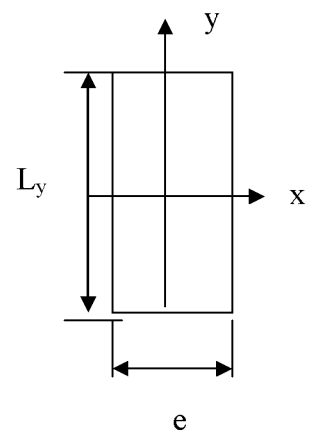


Fig IV-1:Voile transversal

## Chapitre IV : étude du contreventement

Les inerties des voiles pour un niveau donné sont résumées dans les tableaux qui suivent :

**Tableau : IV-1) Inertie des voiles dans le sens longitudinal :**

Voiles	L(m)	e (m)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )
VL 1	4	0.20	0.8
VL 1	4	0.20	0.8
VL 2	4	0.20	0.8
VL 2	4	0.20	0.8
VL 3	1.50	0.20	0.042
VL 4	1.00	0.20	0.016
VL 4	1.00	0.20	0.016
VL 4	1.00	0.20	0.016
VL 4	1.00	0.20	0.016
VL 4	1.00	0.20	0.016
VL 4	1.00	0.20	0.016
			<b>I<sub>y</sub>=3.338 m<sup>4</sup></b>

**Tableau : IV-2) Inertie des voiles dans le sens transversal :**

Voiles	L(m)	e (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )
VT 1	2	0.20	0.133
VT 1	2	0.20	0.133
VT 1	2	0.20	0.133
VT 1	2	0.20	0.133
VT 2	1.50	0.20	0.056
VT 2	1.50	0.20	0.056
VT3	1.70	0.15	0.061
VT3	1.70	0.15	0.061
VT 4	3	0.20	0.45
VT 4	3	0.20	0.45
VT 5	2	0.20	0.133
VT 5	2	0.20	0.133
			<b>I<sub>x</sub> = 1.122 m<sup>4</sup></b>

### IV.2.2) Notion de l'inertie équivalente :

L'introduction de la notion de l'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Pour la distribution des efforts horizontaux il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend plein fictif. Par définition l'inertie équivalente I<sub>e</sub> d'un refend avec ouverture est l'inertie d'un refend plein fictif qui est soumis au même effort horizontal, uniformément réparti sur le bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture.

La flèche de ce refend fictif est :  $F = \frac{T_0 \times H^3}{8 \times E \times I_e}$

Avec :

$T_0$  : Effort tranchant à la base du refend H : hauteur totale du bâtiment

$I_e$  : Moment d'inertie équivalente

### IV-3) calcul des rigidités au niveau des portiques :

#### IV-3-1) Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

#### ✓ Hypothèses de calcul :

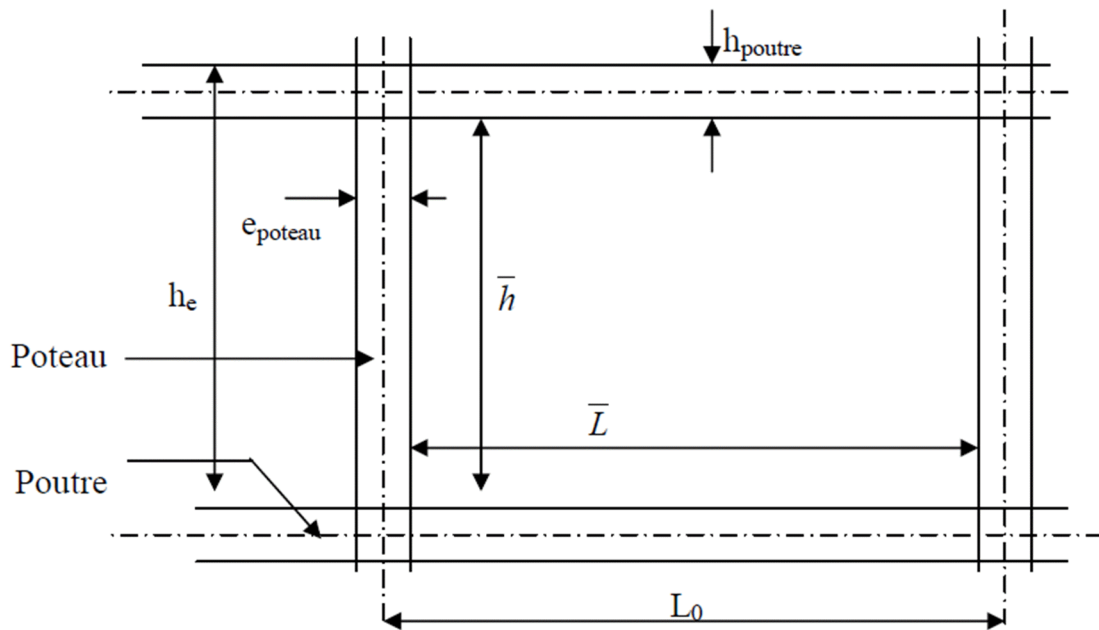
- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  - Rectangulaire pour le vent.
  - Triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

#### IV-3-2) Etapes de calculs :

##### 1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau:  $K_{Pot} = \frac{I_{Pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_{Pout} = \frac{I_{Pout}}{L_c}$



**Fig : IV-2 : Identification des paramètres**

Avec :

**I** : Moment d'inertie de l'élément.

**h<sub>c</sub>, L<sub>c</sub>** : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \qquad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{pout}$$

**h̄** : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

**L̄** : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

**h<sub>0</sub>** : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

**h<sub>p</sub>** : Hauteur de la poutre.

**e<sub>p</sub>** : Largeur des poteaux.

**L<sub>0</sub>** : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

**K** : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

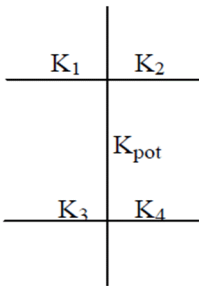
### 2) calcul des coefficients $\bar{K}$ relatifs aux portiques :

#### ➤ Cas d'étage courant :

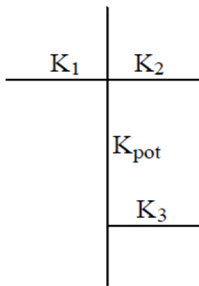
En général :

$$\bar{K} = \frac{\Sigma K_{pout\ sup} + \Sigma K_{pout\ inf}}{2K_{pot}}$$

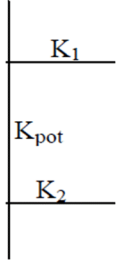
## Chapitre IV : étude du contreventement



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 \cdot K_{pot}}$$



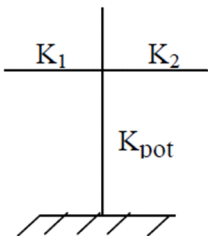
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 \cdot K_{pot}}$$



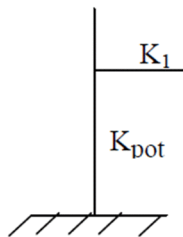
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 \cdot K_{pot}}$$

➤ **Cas du RDC :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

**Tableau : IV-3) Rigidités des poutres longitudinales :**

NIV	travées	L (cm)	h poutre (cm)	Lc (cm) (poutre)	I poutre (cm <sup>4</sup> )	K pout (cm <sup>3</sup> )
<b>12-11-10</b>	<b>A-B</b>	375	35	392.5	107187.5	273.089
	<b>B-C</b>	375	35	392.5	107187.5	273.089
	<b>C-D</b>	295	35	312.5	107187.5	343
	<b>D-E</b>	295	35	312.5	107187.5	343
	<b>E-F</b>	375	35	392.5	107187.5	273.089
	<b>F-G</b>	375	35	392.5	107187.5	273.089
<b>9-8-7</b>	<b>A-B</b>	370	35	387.5	107187.5	276.612
	<b>B-C</b>	370	35	387.5	107187.5	276.612
	<b>C-D</b>	290	35	307.5	107187.5	348.577
	<b>D-E</b>	290	35	307.5	107187.5	348.577
	<b>E-F</b>	370	35	387.5	107187.5	276.612
	<b>F-G</b>	370	35	387.5	107187.5	276.612

## Chapitre IV : étude du contreventement

<b>6-5-4</b>	<b>A-B</b>	365	35	382.5	107187.5	280.228
	<b>B-C</b>	365	35	382.5	107187.5	280.228
	<b>C-D</b>	285	35	302.5	107187.5	354.338
	<b>D-E</b>	285	35	302.5	107187.5	354.338
	<b>E-F</b>	365	35	382.5	107187.5	280.228
	<b>F-G</b>	365	35	382.5	107187.5	280.288
<b>3-2-1</b>	<b>A-B</b>	360	35	377.5	107187.5	283.940
	<b>B-C</b>	360	35	377.5	107187.5	283.940
	<b>C-D</b>	280	35	297.5	107187.5	360.294
	<b>D-E</b>	280	35	297.5	107187.5	360.294
	<b>E-F</b>	360	35	377.5	107187.5	283.940
	<b>F-G</b>	360	35	377.5	107187.5	283.940
<b>RDC</b>	<b>A-B</b>	355	35	372.5	107187.5	287.751
	<b>B-C</b>	355	35	372.5	107187.5	287.751
	<b>C-D</b>	275	35	292.5	107187.5	366.452
	<b>D-E</b>	275	35	292.5	107187.5	366.452
	<b>E-F</b>	355	35	372.5	107187.5	287.751
	<b>F-G</b>	355	35	372.5	107187.5	287.751

**Tableau : IV-4) Rigidités des poutres transversales :**

<b>NIV</b>	<b>travées</b>	<b>L (cm)</b>	<b>h poutre (cm)</b>	<b>Lc (cm) (poutre)</b>	<b>I poutre (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>K pout (cm<sup>3</sup>)</b>
<b>12-11-10</b>	<b>1-2</b>	425	40	445	160000	359.550
	<b>2-3</b>	355	40	375	160000	426.666
	<b>3-4</b>	325	40	345	160000	463.768
	<b>4-5</b>	295	40	315	160000	507.936
	<b>5-6</b>	275	40	295	160000	542.372
<b>9-8-7</b>	<b>1-2</b>	420	40	440	160000	363.636
	<b>2-3</b>	350	40	370	160000	432.432
	<b>3-4</b>	320	40	340	160000	470.588
	<b>4-5</b>	290	40	310	160000	516.129
	<b>5-6</b>	270	40	290	160000	551.724
<b>6-5-4</b>	<b>1-2</b>	415	40	435	160000	367.816
	<b>2-3</b>	345	40	365	160000	438.356
	<b>3-4</b>	315	40	335	160000	477.611
	<b>4-5</b>	285	40	305	160000	524.590
	<b>5-6</b>	265	40	285	160000	561.403
<b>3-2-1</b>	<b>1-2</b>	410	40	430	160000	372.093
	<b>2-3</b>	340	40	360	160000	444.444
	<b>3-4</b>	310	40	330	160000	484.848
	<b>4-5</b>	280	40	310	160000	516.129
	<b>5-6</b>	260	40	280	160000	571.428
<b>RDC</b>	<b>1-2</b>	405	40	425	160000	376.470
	<b>2-3</b>	335	40	355	160000	450.704
	<b>3-4</b>	305	40	325	160000	492.307

## Chapitre IV : étude du contreventement

	<b>4-5</b>	275	40	295	160000	542.372
	<b>5-6</b>	255	40	275	160000	581.818

**Tableau : IV-5) Rigidités des poteaux longitudinaux :**

NIV	travées	h (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	hc (cm)	I pot (cm <sup>4</sup> )	K pot (cm <sup>3</sup> )
<b>12-11-10</b>	<b>A</b>	271	25	283.5	32552.083	114.822
	<b>B</b>	271	25	283.5	32552.083	114.822
	<b>C</b>	271	25	283.5	32552.083	114.822
	<b>D</b>	271	25	283.5	32552.083	114.822
	<b>E</b>	271	25	283.5	32552.083	114.822
	<b>F</b>	271	25	283.5	32552.083	114.822
	<b>G</b>	271	25	283.5	32552.083	114.822
<b>9-8-7</b>	<b>A</b>	271	30	286	67500	236.013
	<b>B</b>	271	30	286	67500	236.013
	<b>C</b>	271	30	286	67500	236.013
	<b>D</b>	271	30	286	67500	236.013
	<b>E</b>	271	30	286	67500	236.013
	<b>F</b>	271	30	286	67500	236.013
	<b>G</b>	271	30	286	67500	236.013
<b>6-5-4</b>	<b>A</b>	271	35	288.5	125052.083	433.456
	<b>B</b>	271	35	288.5	125052.083	433.456
	<b>C</b>	271	35	288.5	125052.083	433.456
	<b>D</b>	271	35	288.5	125052.083	433.456
	<b>E</b>	271	35	288.5	125052.083	433.456
	<b>F</b>	271	35	288.5	125052.083	433.456
	<b>G</b>	271	35	288.5	125052.083	433.456
<b>3-2-1</b>	<b>A</b>	271	40	291	213333.333	733.104
	<b>B</b>	271	40	291	213333.333	733.104
	<b>C</b>	271	40	291	213333.333	733.104
	<b>D</b>	271	40	291	213333.333	733.104
	<b>E</b>	271	40	291	213333.333	733.104
	<b>F</b>	271	40	291	213333.333	733.104
	<b>G</b>	271	40	291	213333.333	733.104
<b>RDC</b>	<b>A</b>	388	45	410.5	341718.75	832.445
	<b>B</b>	388	45	410.5	341718.75	832.445
	<b>C</b>	388	45	410.5	341718.75	832.445
	<b>D</b>	388	45	410.5	341718.75	832.445
	<b>E</b>	388	45	410.5	341718.75	832.445
	<b>F</b>	388	45	410.5	341718.75	832.445
	<b>G</b>	388	45	410.5	341718.75	832.445

## Chapitre IV : étude du contreventement

**Tableau : IV-6) Rigidités des poteaux transversaux :**

NIV	travées	h (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	hc (cm)	I pot (cm <sup>4</sup> )	K pot (cm <sup>3</sup> )
12-11-10	1	266	25	278.5	32552.083	116.883
	2	266	25	278.5	32552.083	116.883
	3	266	25	278.5	32552.083	116.883
	4	266	25	278.5	32552.083	116.883
	5	266	25	278.5	32552.083	116.883
	6	266	25	278.5	32552.083	116.883
9-8-7	1	266	30	281	67500	240.213
	2	266	30	281	67500	240.213
	3	266	30	281	67500	240.213
	4	266	30	281	67500	240.213
	5	266	30	281	67500	240.213
	6	266	30	281	67500	240.213
6-5-4	1	266	35	283.5	125052.083	441.100
	2	266	35	283.5	125052.083	441.100
	3	266	35	283.5	125052.083	441.100
	4	266	35	283.5	125052.083	441.100
	5	266	35	283.5	125052.083	441.100
	6	266	35	283.5	125052.083	441.100
3-2-1	1	266	40	286	213333.333	745.920
	2	266	40	286	213333.333	745.920
	3	266	40	286	213333.333	745.920
	4	266	40	286	213333.333	745.920
	5	266	40	286	213333.333	745.920
	6	266	40	286	213333.333	745.920
RDC	1	383	45	405.5	341718.75	842.709
	2	383	45	405.5	341718.75	842.709
	3	383	45	405.5	341718.75	842.709
	4	383	45	405.5	341718.75	842.709
	5	383	45	405.5	341718.75	842.709
	6	383	45	405.5	341718.75	842.709

### 3) Calcul des coefficients correcteurs « a<sub>j</sub> » :

➤ Niveau courant :

$$a_j = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

➤ Niveau RDC :

$$a_j = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

## Chapitre IV : étude du contreventement

### 4) Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

#### ➤ Niveau courant :

$$r_j = a_j k_{pot} \frac{12 E}{h_c^2}$$

#### ➤ Niveau RDC :

- Poteau encastré à sa base :

$$r_j = a_j k_{pot} \frac{12 E}{h_c^2}$$

- Poteau articulé à sa base :

$$r_j = a_j k_{pot} \frac{3 E}{h_c^2}$$

E : module de déformation du béton  $E=3,216 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$ .

### 5) Calcul des rigidités des portiques par niveau :

$$r_j = \frac{12E}{h_c^2} \sum a_j k_{pot}$$

### 6) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{jx}$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal

$R_{jy} = \sum r_{jy}$  Pour chaque niveau dans le sens transversal

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau : IV-7) Rigidités des portiques longitudinaux :**

Niveau	Poteau x	h <sub>c</sub> (cm)	I <sub>pot</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )	K <sub>pout</sub> (cm <sup>3</sup> )	$\bar{k}$	a <sub>j</sub>	r <sub>jx</sub> (KN/cm)	R <sub>jx</sub> (KN/cm)
12-11-10	A	283.5	32552.083	114.822	273.089	2.378	0.543	29.937	258.683
	B	283.5	32552.083	114.822	273.089	4.756	0.703	38.758	
	C	283.5	32552.083	114.822	343	5.365	0.728	40.137	
	D	283.5	32552.083	114.822	343	5.974	0.749	41.295	
	E	283.5	32552.083	114.822	273.089	5.365	0.723	39.861	
	F	283.5	32552.083	114.822	273.089	4.756	0.703	38.758	
	G	283.5	32552.083	114.822		2.378	0.543	29.937	
9-8-7	A	286	67500	236.013	276.612	1.172	0.369	41.089	395.3
	B	286	67500	236.013	276.612	2.344	0.539	60.019	
	C	286	67500	236.013	348.577	2.648	0.569	63.359	
	D	286	67500	236.013	348.577	2.953	0.596	66.366	

## Chapitre IV : étude du contreventement

	<b>E</b>	286	67500	236.013	276.612	2.648	0.569	63.359	
	<b>F</b>	286	67500	236.013	276.612	2.344	0.539	60.019	
	<b>G</b>	286	67500	236.013		1.172	0.369	41.089	
<b>6-5-4</b>	<b>A</b>	288.5	125052.083	433.456	280.228	0.646	0.244	49.038	515.507
	<b>B</b>	288.5	125052.083	433.456	280.228	1.292	0.392	78.783	
	<b>C</b>	288.5	125052.083	433.456	354.338	1.463	0.422	84.813	
	<b>D</b>	288.5	125052.083	433.456	354.338	1.634	0.449	90.239	
	<b>E</b>	288.5	125052.083	433.456	280.228	1.463	0.422	84.813	
	<b>F</b>	288.5	125052.083	433.456	280.228	1.292	0.392	78.783	
	<b>G</b>	288.5	125052.083	433.456		0.646	0.244	49.038	
<b>3-2-1</b>	<b>A</b>	291	213333.333	733.104	283.940	0.387	0.162	54.124	608.393
	<b>B</b>	291	213333.333	733.104	283.940	0.774	0.279	93.213	
	<b>C</b>	291	213333.333	733.104	360.294	0.878	0.305	101.90	
	<b>D</b>	291	213333.333	733.104	360.294	0.982	0.329	109.919	
	<b>E</b>	291	213333.333	733.104	283.940	0.878	0.305	101.90	
	<b>F</b>	291	213333.333	733.104	283.940	0.774	0.279	93.213	
	<b>G</b>	291	213333.333	733.104		0.387	0.162	54.124	
<b>RDC</b>	<b>A</b>	410.5	341718.75	832.445	287.751	0.345	0.360	68.632	572.887
	<b>B</b>	410.5	341718.75	832.445	287.751	0.691	0.442	84.265	
	<b>C</b>	410.5	341718.75	832.445	366.452	0.785	0.461	87.887	
	<b>D</b>	410.5	341718.75	832.445	366.452	0.880	0.479	91.319	
	<b>E</b>	410.5	341718.75	832.445	287.751	0.785	0.461	87.887	
	<b>F</b>	410.5	341718.75	832.445	287.751	0.691	0.422	84.265	
	<b>G</b>	410.5	341718.75	832.445		0.345	0.360	68.632	

**Tableau : IV-8) Rigidités des portiques transversaux :**

Niveau	Poteau x	$h_c$ (cm)	$I_{pot}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{pot}$ (cm <sup>3</sup> )	$K_{pout}$ (cm <sup>3</sup> )	$\bar{k}$	$a_j$	$r_{jx}$ (KN/cm)	$R_{jx}$ (KN/cm)
<b>12-11-10</b>	<b>1</b>	278.5	32552.083	116.883	359.550	3.076	0.605	35.184	261.003
	<b>2</b>	278.5	32552.083	116.883	426.666	6.726	0.770	44.780	
	<b>3</b>	278.5	32552.083	116.883	463.768	7.618	0.792	46.059	
	<b>4</b>	278.5	32552.083	116.883	507.936	8.313	0.806	46.874	
	<b>5</b>	278.5	32552.083	116.883	542.372	8.985	0.817	47.513	
	<b>6</b>	278.5	32552.083	116.883		4.640	0.698	40.593	
<b>9-8-7</b>	<b>1</b>	281	67500	240.213	363.636	1.513	0.430	50.483	422.651
	<b>2</b>	281	67500	240.213	432.432	3.314	0.623	73.142	
	<b>3</b>	281	67500	240.213	470.588	3.759	0.652	76.547	
	<b>4</b>	281	67500	240.213	516.129	4.107	0.672	78.895	
	<b>5</b>	281	67500	240.213	551.724	4.445	0.689	80.891	
	<b>6</b>	281	67500	240.213		2.296	0.534	62.693	
<b>6-5-4</b>	<b>1</b>	283.5	125052.083	441.10	367.816	0.833	0.294	62.269	582.45
	<b>2</b>	283.5	125052.083	441.10	438.356	1.827	0.477	101.029	
	<b>3</b>	283.5	125052.083	441.10	477.611	2.076	0.509	107.806	
	<b>4</b>	283.5	125052.083	441.10	524.590	2.272	0.531	112.466	

## Chapitre IV : étude du contreventement

	<b>5</b>	283.5	125052.083	441.10	561.403	2.462	0.551	116.702	
	<b>6</b>	283.5	125052.083	441.10		1.272	0.388	82.178	
<b>3-2-1</b>	<b>1</b>	286	213333.333	745.920	372.093	0.498	0.199	70.034	715.472
	<b>2</b>	286	213333.333	745.920	444.444	1.094	0.353	124.231	
	<b>3</b>	286	213333.333	745.920	484.848	1.245	0.383	134.789	
	<b>4</b>	286	213333.333	745.920	516.129	1.341	0.401	141.124	
	<b>5</b>	286	213333.333	745.920	571.428	1.458	0.421	148.162	
	<b>6</b>	286	213333.333	745.920		0.766	0.276	97.132	
<b>RDC</b>	<b>1</b>	405.5	341718.75	842.709	376.470	0.446	0.386	76.344	579.125
	<b>2</b>	405.5	341718.75	842.709	450.704	0.981	0.496	98.101	
	<b>3</b>	405.5	341718.75	842.709	492.307	1.119	0.519	102.650	
	<b>4</b>	405.5	341718.75	842.709	542.372	1.227	0.535	105.814	
	<b>5</b>	405.5	341718.75	842.709	581.818	1.334	0.550	108.781	
	<b>6</b>	405.5	341718.75	842.709		0.690	0.442	87.420	

### VI-4) Calcul rigidités des voiles par niveaux :

➤ Dans le sens longitudinal :

$$R_{vx} = \frac{12 E I_y}{h^3}$$

➤ Dans le sens transversal :

$$R_{vy} = \frac{12 E I_x}{h^3}$$

**Tableau : IV-9) Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :**

Niveau	Voiles	h(cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	E(daN/cm <sup>2</sup> )	R <sub>vx</sub> (daN/cm)	Σ R <sub>vx</sub> (daN/cm)
<b>De 1 à 12</b>	VL 1	271	80000000	321641.95	15514437.95	<b>64733992.34</b>
	VL 1	271	80000000	321641.95	15514437.95	
	VL 2	271	80000000	321641.95	15514437.95	
	VL 2	271	80000000	321641.95	15514437.95	
	VL 3	271	4200000	321641.95	814507.99	
	VL 4	271	1600000	321641.95	310288.759	
	VL 4	271	1600000	321641.95	310288.759	
	VL 4	271	1600000	321641.95	310288.759	
	VL 4	271	1600000	321641.95	310288.759	
	VL 4	271	1600000	321641.95	310288.759	
<b>RDC</b>	VL 1	388	80000000	321641.95	5286262.71	<b>27766094.89</b>
	VL 1	388	80000000	321641.95	5286262.71	
	VL 2	388	80000000	321641.95	5286262.71	
	VL 2	388	80000000	321641.95	5286262.71	
	VL 3	388	4200000	321641.95	277528.79	

## Chapitre IV : étude du contreventement

	VL 4	388	1600000	321641.95	1057252.543	
	VL 4	388	1600000	321641.95	1057252.543	
	VL 4	388	1600000	321641.95	1057252.543	
	VL 4	388	1600000	321641.95	1057252.543	
	VL 4	388	1600000	321641.95	1057252.543	
	VL 4	388	1600000	321641.95	1057252.543	

**Tableau : IV-10) Calcul des rigidités des voiles transversaux :**

Niveau	Voiles	h(cm)	$I_x(\text{cm}^4)$	$E(\text{daN/cm}^2)$	$R_{VY}(\text{daN/cm})$	$\Sigma R_{VY}(\text{daN/cm})$
<b>De 1 à 12</b>	VT 1	266	13300000	321641.95	2727474.278	<b>39620151.83</b>
	VT 1	266	13300000	321641.95	2727474.278	
	VT 1	266	13300000	321641.95	2727474.278	
	VT 1	266	13300000	321641.95	2727474.278	
	VT 2	266	5600000	321641.95	1148410.222	
	VT 2	266	5600000	321641.95	1148410.222	
	VT3	266	6100000	321641.95	1250946.849	
	VT3	266	6100000	321641.95	1250946.849	
	VT 4	266	45000000	321641.95	9228296.429	
	VT 4	266	45000000	321641.95	9228296.429	
	VT 5	266	13300000	321641.95	2727474.278	
	VT 5	266	13300000	321641.95	2727474.278	
<b>RDC</b>	VT 1	383	13300000	321641.95	913711.837	<b>13272866.69</b>
	VT 1	383	13300000	321641.95	913711.837	
	VT 1	383	13300000	321641.95	913711.837	
	VT 1	383	13300000	321641.95	913711.837	
	VT 2	383	5600000	321641.95	384720.773	
	VT 2	383	5600000	321641.95	384720.773	
	VT3	383	6100000	321641.95	419070.842	
	VT3	383	6100000	321641.95	419070.842	
	VT 4	383	45000000	321641.95	3091506.210	
	VT 4	383	45000000	321641.95	3091506.210	
	VT 5	383	13300000	321641.95	913711.837	
	VT 5	383	13300000	321641.95	913711.837	

### VI-5) Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

#### VI-5-1) Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est  $I = 1 \text{ m}^4$ , soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la relation suivante :

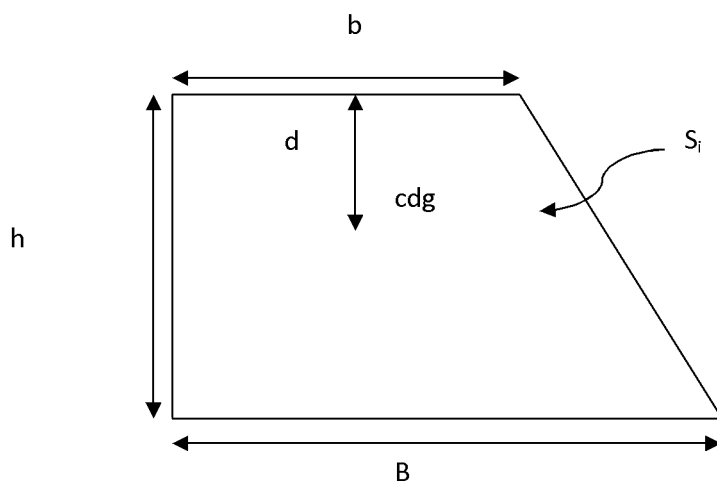
$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{E_i}$$

Avec :

$S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$s_i = (B + b) \times \frac{h}{2} \qquad d = \frac{2B+b}{3(B+b)} \times h$$



# Chapitre IV : étude du contreventement

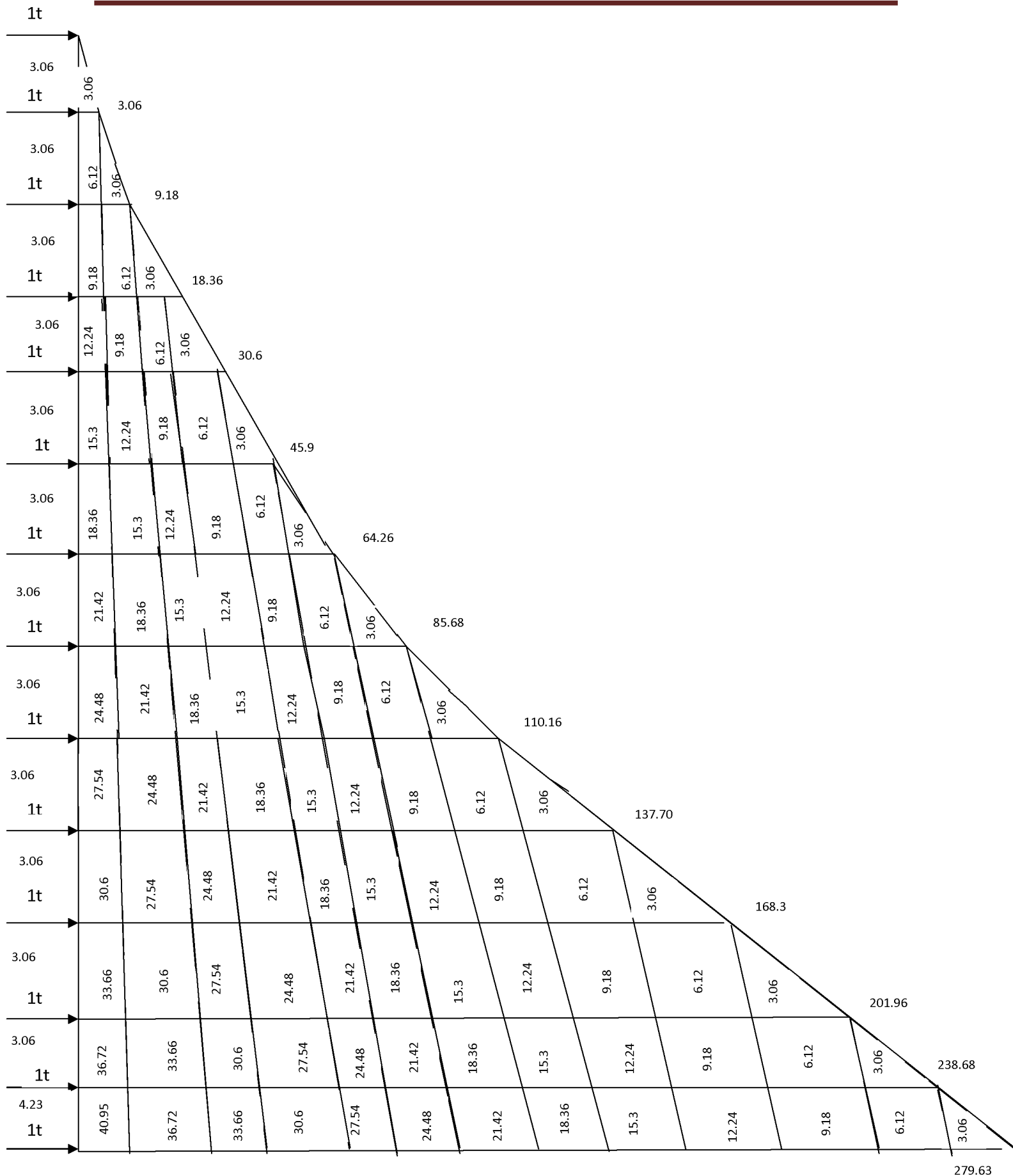


Fig : VI-3) Diagramme des moments des aires.

## Chapitre IV : étude du contreventement

### VI-5-2) Calcul des flèches dans les refends par la méthode de moments des aires :

Le tableau suivant donne les aires « Si » et la position du centre de gravité « di » par diagramme des moments :

**Tableau IV-11) : les flèches dans les refends :**

Niveaux	h(m)	B(m)	b(m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> x X <sub>i</sub>	f <sub>i</sub> x EI
<b>12</b>	3.06	3.06	0	4.681	2.04	9.549	<b>7219.822</b>
<b>11</b>	3.06	9.18	3.06	18.727	1.785	33.427	<b>7210.273</b>
<b>10</b>	3.06	18.36	9.18	42.136	1.700	71.631	<b>7176.846</b>
<b>9</b>	3.06	30.6	18.36	74.908	1.657	124.122	<b>7105.215</b>
<b>8</b>	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.017	<b>6981.093</b>
<b>7</b>	3.06	64.26	45.9	168.544	1.615	272.198	<b>6790.076</b>
<b>6</b>	3.06	85.68	64.26	229.408	1.602	367.511	<b>6517.878</b>
<b>5</b>	3.06	110.16	85.68	299.635	1.593	477.318	<b>6150.367</b>
<b>4</b>	3.06	137.7	110.16	379.225	1.586	601.450	<b>5673.049</b>
<b>3</b>	3.06	168.3	137.7	468.18	1.581	740.192	<b>5071.599</b>
<b>2</b>	3.06	201.96	168.3	566.497	1.576	892.799	<b>4331.407</b>
<b>1</b>	3.06	238.68	201.96	674.179	1.572	1059.80	<b>3438.608</b>
<b>RDC</b>	4.23	279.63	238.68	1096.225	2.170	2378.808	<b>2378.808</b>
<b>Somme</b>						7219.822	

Nous aurons donc :

$$f_{RDC} = \frac{1096.225 \times 2.170}{EI}$$

$$f_1 = \frac{(1096.225 \times 2.170) + (674.179 \times 1.572)}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau on obtient alors les résultats suivant :

$$f_{RDC} = \frac{2378.808}{EI} \quad , \quad f_1 = \frac{3438.608}{EI} \quad , \quad f_2 = \frac{4331.407}{EI}$$

$$f_3 = \frac{5071.599}{EI} \quad , \quad f_4 = \frac{5673.049}{EI} \quad , \quad f_5 = \frac{6150.367}{EI}$$

$$f_6 = \frac{6517.878}{EI} \quad , \quad f_7 = \frac{6790.076}{EI} \quad , \quad f_8 = \frac{6981.093}{EI}$$

$$f_9 = \frac{7105.215}{EI} \quad , \quad f_{10} = \frac{7176.846}{EI} \quad , \quad f_{11} = \frac{7210.273}{EI} \quad , \quad f_{12} = \frac{7219.822}{EI}$$

### VI-5-3) Calcul du déplacement des portiques et des leurs inerties fictives :

#### ✓ Calcul du déplacement de portiques :

La translation est donnée par :

$$E\Delta_n = E\Psi_n \times h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \Sigma K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$h$  : Hauteur d'étage considéré.

$\Sigma K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux au niveau « n ».

$$\Sigma K_{pn} = \Sigma \frac{I_{pn}}{h}$$

$I_{pn}$  : Inertie des poteaux du niveau « n ».

$M_n$  : Moment d'étage.

$$M_n = T_n \times h$$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

La rotation d'étage est donnée par :

- Pour les poteaux articulés au 1<sup>er</sup> niveau :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \Sigma K_{t1}}$
- Pour les poteaux encastés à la base au 1<sup>er</sup> niveau :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \Sigma K_{t1} + 2 \Sigma K_{p1}}$
- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \Sigma K_{tn}}$

Avec :

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} : K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} : K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

$h$  : Hauteur d'étage.

$L$  : Portée libre de la poutre.

## Chapitre IV : étude du contreventement

---

### ✓ Inerties fictives des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m<sup>4</sup>, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

Avec :

$F_n$  : Flèche des refends au niveau « n ».

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau « n ».

Les calculs des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

## Chapitre IV : étude du contreventement

es portiques longitudinaux :

$K_{tn}$ ( $m^3$ )	$M_n(t.m)$	$M_{n+1}(t.m)$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$\Sigma\Delta_n$	$Ef_n$	$I_{en}$	$\Sigma I_{en}$
0017	3.06	0	75	356.27	1090.186	7286.868	7219.822	0.990	<b>5.94</b>
0017	3.06	0	75	356.27	1090.186				
0017	3.06	0	75	356.27	1090.186				
0017	3.06	0	75	356.27	1090.186				
0012	3.06	0	106.25	478.125	1463.062				
0012	3.06	0	106.25	478.125	1463.062				
0017	6.12	3.06	225	787.5	2409.750	16141.500	7210.273	0.446	<b>2.676</b>
0017	6.12	3.06	225	787.5	2409.750				
0017	6.12	3.06	225	787.5	2409.750				
0017	6.12	3.06	225	787.5	2409.750				
0012	6.12	3.06	318.75	1062.5	3251.250				
0012	6.12	3.06	318.75	1062.5	3251.250				
0017	9.18	6.12	375	1256.25	3844.125	25780.500	7176.846	0.278	<b>1.668</b>
0017	9.18	6.12	375	1256.25	3844.125				
0017	9.18	6.12	375	1256.25	3844.125				
0017	9.18	6.12	375	1256.25	3844.125				
0012	9.18	6.12	531.25	1700	5202				
0012	9.18	6.12	531.25	1700	5202				
0018	12.24	9.18	495.833	1072.916	3283.122	22708.892	7105.215	0.312	<b>1.872</b>
0018	12.24	9.18	495.833	1072.912	3283.122				
0018	12.24	9.18	495.833	1072.912	3283.122				
0018	12.24	9.18	495.833	1072.912	3283.122				
0012	12.24	9.18	743.75	1564.772	4788.202				
0012	12.24	9.18	743.75	1564.772	4788.202				
0018	15.3	12.24	637.5	1363.541	4172.435	28985.370	6981.093	0.240	<b>1.440</b>
0018	15.3	12.24	637.5	1363.541	4172.435				

## Chapitre IV : étude du contreventement

0018	15.3	12.24	637.5	1363.541	4172.435				
0018	15.3	12.24	637.5	1363.541	4172.435				
0012	15.3	12.24	956.25	2009.09	6147.815				
0012	15.3	12.24	956.25	2009.09	6147.815				
0018	18.36	15.3	779.166	1664.583	5093.623	35389.354	6790.076	0.191	<b>1.146</b>
0018	18.36	15.3	779.166	1664.583	5093.623				
0018	18.36	15.3	779.166	1664.583	5093.623				
0018	18.36	15.3	779.166	1664.583	5093.623				
0012	18.36	15.3	1168.75	2453.409	7507.431				
0012	18.36	15.3	1168.75	2453.409	7507.431				
0018	21.42	18.36	920.833	1444.999	4421.696	30691.784	6517.878	0.212	<b>1.272</b>
0018	21.42	18.36	920.833	1444.999	4421.696				
0018	21.42	18.36	920.833	1444.999	4421.696				
0018	21.42	18.36	920.833	1444.999	4421.696				
0012	21.42	18.36	1381.25	2125	6502.50				
0012	21.42	18.36	1381.25	2125	6502.50				
0018	24.48	21.42	1062.5	1671.666	5115.297	35509.826	6150.367	0.173	<b>1.038</b>
0018	24.48	21.42	1062.5	1671.666	5115.297				
0018	24.48	21.42	1062.5	1671.666	5115.297				
0018	24.48	21.42	1062.5	1671.666	5115.297				
0012	24.48	21.42	1593.75	2458.928	7524.319				
0012	24.48	21.42	1593.75	2458.928	7524.319				
0018	27.54	24.48	1204.166	1898.333	5808.898	40327.876	5673.049	0.140	<b>0.840</b>
0018	27.54	24.48	1204.166	1898.333	5808.898				
0018	27.54	24.48	1204.166	1898.333	5808.898				
0018	27.54	24.48	1204.166	1898.333	5808.898				
0012	27.54	24.48	1806.25	2792.857	8546.142				
0012	27.54	24.48	1806.25	2792.857	8546.142				
0018	30.6	27.54	1345.833	1774.749	5430.731	37762.420	5071.599	0.134	<b>0.804</b>
0018	30.6	27.54	1345.833	1774.749	5430.731				
0018	30.6	27.54	1345.833	1774.749	5430.731				

## Chapitre IV : étude du contreventement

0018	30.6	27.54	1345.833	1774.749	5430.731				
0012	30.6	27.54	2018.75	2620.833	8019.748				
0012	30.6	27.54	2018.75	2620.833	8019.748				
0018	33.66	30.6	1487.5	2462.5	7535.250	47914.494	4331.407	0.090	<b>0.540</b>
0018	33.66	30.6	1487.5	2462.5	7535.250				
0018	33.66	30.6	1487.5	2462.5	7535.250				
0018	33.66	30.6	1487.5	2462.5	7535.250				
0012	33.66	30.6	2231.25	2904.166	8886.747				
0012	33.66	30.6	2231.25	2904.166	8886.747				
0018	36.72	33.66	1629.166	2158.333	6604.498	45925.492	3438.608	0.074	<b>0.444</b>
0018	36.72	33.66	1629.166	2158.333	6604.498				
0018	36.72	33.66	1629.166	2158.333	6604.498				
0018	36.72	33.66	1629.166	2158.333	6604.498				
0012	36.72	33.66	2443.75	3187.5	9753.750				
0012	36.72	33.66	2443.75	3187.5	9753.750				
0018	40.95	36.72	1407.065	2086.865	8827.438	61026.890	2378.808	0.038	<b>0.228</b>
0018	40.95	36.72	1407.065	2086.865	8827.438				
0018	40.95	36.72	1407.065	2086.865	8827.438				
0018	40.95	36.72	1407.065	2086.865	8827.438				
0013	40.95	36.72	1971.319	3039.851	12858.569				
0013	40.95	36.72	1971.319	3039.851	12858.569				

## Chapitre IV : étude du contreventement

s portiques transversaux :

$K_n^{tn}$ ( $\frac{t.m}{m^3}$ )	$M_n(t.m)$	$M_{n+1}(t.m)$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$\Sigma\Delta_n$	$Ef_n$	$I_{en}$	$\Sigma I_{en}$
0012	3.06	0	106.250	690.625	2113.312	10224.254	7219.822	0.706	<b>4.942</b>
0023	3.06	0	55.434	392.002	1199.526				
0023	3.06	0	55.434	392.002	1199.526				
0023	3.06	0	55.434	392.002	1199.526				
0023	3.06	0	55.434	392.002	1199.526				
0012	3.06	0	106.250	690.625	2113.312				
0012	6.12	3.06	318.750	1487.500	4551.750	21946.930	7210.273	0.328	<b>2.296</b>
0023	6.12	3.06	166.304	839.440	2568.686				
0023	6.12	3.06	166.304	839.440	2568.686				
0023	6.12	3.06	166.304	839.440	2568.686				
0023	6.12	3.06	166.304	839.440	2568.686				
0012	6.12	3.06	318.750	1487.500	4551.750				
0012	9.18	6.12	531.250	2337.500	7152.750	34418.800	7176.846	0.208	<b>1.456</b>
0023	9.18	6.12	277.173	1314.595	4022.660				
0023	9.18	6.12	277.173	1314.595	4022.660				
0023	9.18	6.12	277.173	1314.595	4022.660				
0023	9.18	6.12	277.173	1314.595	4022.660				
0012	9.18	6.12	531.250	2337.500	7152.750				
0012	12.24	9.18	743.750	1770.833	5418.748	27073.531	7105.215	0.262	<b>1.837</b>
0023	12.24	9.18	388.043	1061.179	3247.207				
0023	12.24	9.18	388.043	1061.179	3247.207				
0023	12.24	9.18	388.043	1061.179	3247.207				

## Chapitre IV : étude du contreventement

0023	12.24	9.18	388.043	1061.179	3247.207				
0023	12.24	9.18	388.043	1061.179	3247.207				
0012	12.24	9.18	743.750	1770.833	5418.748				
0012	15.3	12.24	956.250	2266.666	6935.997				
0023	15.3	12.24	498.913	1354.192	4143.827				
0023	15.3	12.24	498.913	1354.192	4143.827				
0023	15.3	12.24	498.913	1354.192	4143.827	34591.129	6981.093	0.201	<b>1.407</b>
0023	15.3	12.24	498.913	1354.192	4143.827				
0023	15.3	12.24	498.913	1354.192	4143.827				
0012	15.3	12.24	956.250	2266.666	6935.997				
0012	18.36	15.3	1168.750	2762.500	8453.250				
0023	18.36	15.3	609.782	1647.204	5040.444				
0023	18.36	15.3	609.782	1647.204	5040.444				
0023	18.36	15.3	609.782	1647.204	5040.444	42108.720	6790.076	0.161	<b>1.127</b>
0023	18.36	15.3	609.782	1647.204	5040.444				
0023	18.36	15.3	609.782	1647.204	5040.444				
0012	18.36	15.3	1168.750	2762.500	8453.250				
0012	21.42	18.36	1381.250	2325	7114.500				
0023	21.42	18.36	720.652	1351.755	4136.370				
0023	21.42	18.36	720.652	1351.755	4136.370				
0023	21.42	18.36	720.652	1351.755	4136.370	34910.850	6517.878	0.186	<b>1.302</b>
0023	21.42	18.36	720.652	1351.755	4136.370				
0023	21.42	18.36	720.652	1351.755	4136.370				
0012	21.42	18.36	1381.250	2325	7114.500				
0012	24.48	21.42	1593.750	2687.500	8223.750				
0023	24.48	21.42	831.521	1560.701	4775.745				
0023	24.48	21.42	831.521	1560.701	4775.745				
0023	24.48	21.42	831.521	1560.701	4775.745	40326.225	6150.367	0.152	<b>1.064</b>
0023	24.48	21.42	831.521	1560.701	4775.745				
0023	24.48	21.42	831.521	1560.701	4775.745				
0012	24.48	21.42	1593.750	2687.500	8223.750				

## Chapitre IV : étude du contreventement

0012	27.54	24.48	1806.250	3050	9333	45741.610	5673.049	0.124	<b>0.868</b>
0023	27.54	24.48	942.391	1769.648	5415.122				
0023	27.54	24.48	942.391	1769.648	5415.122				
0023	27.54	24.48	942.391	1769.648	5415.122				
0023	27.54	24.48	942.391	1769.648	5415.122				
0012	27.54	24.48	1806.250	3050	9333				
0013	30.6	27.54	1863.461	2714.165	8305.344	40744.448	5071.599	0.124	<b>0.868</b>
0023	30.6	27.54	1053.260	1577.370	4826.752				
0023	30.6	27.54	1053.260	1577.370	4826.752				
0023	30.6	27.54	1053.260	1577.370	4826.752				
0023	30.6	27.54	1053.260	1577.370	4826.752				
0023	30.6	27.54	1053.260	1577.370	4826.752				
0013	30.6	27.54	1863.461	2714.165	8305.344	44640.906	4331.407	0.097	<b>0.679</b>
0013	33.66	30.6	2059.615	2928.779	8962.063				
0023	33.66	30.6	1164.130	1746.195	5343.356				
0023	33.66	30.6	1164.130	1746.195	5343.356				
0023	33.66	30.6	1164.130	1746.195	5343.356				
0023	33.66	30.6	1164.130	1746.195	5343.356				
0023	33.66	30.6	1164.130	1746.195	5343.356				
0013	33.66	30.6	2059.615	2928.779	8962.063	48962.516	3438.608	0.070	<b>0.490</b>
0013	36.72	33.66	2255.769	3212.864	9831.363				
0023	36.72	33.66	1275	1915.019	5859.958				
0023	36.72	33.66	1275	1915.019	5859.958				
0023	36.72	33.66	1275	1915.019	5859.958				
0023	36.72	33.66	1275	1915.019	5859.958				
0013	36.72	33.66	2255.769	3212.864	9831.363	67050.232	2378.808	0.035	<b>0.245</b>
0013	40.95	36.72	2054.761	3189.355	13490.971				
0024	40.95	36.72	1148.964	1894.482	8013.658				
0024	40.95	36.72	1148.964	1894.482	8013.658				

## Chapitre IV : étude du contreventement

---

0024	40.95	36.72	1148.964	1894.482	8013.658				
0024	40.95	36.72	1148.964	1894.482	8013.658				
0024	40.95	36.72	1148.964	1894.482	8013.658				
0013	40.95	36.72	2054.761	3189.355	13490.971				

## Chapitre IV : étude du contreventement

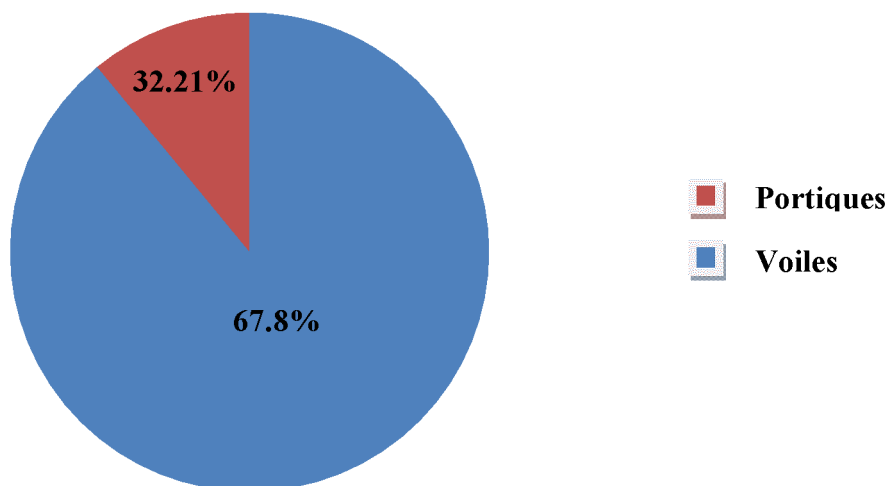
Tableau IV-14) Résumé des inerties fictives des portiques :

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	moy
Sens longitudinal	0.228	0.444	0.540	0.804	0.840	1.038	1.272	1.146	1.440	1.872	1.668	2.676	5.940	<b>1.531</b>
sens transversal	0.245	0.490	0.679	0.868	0.868	1.064	1.302	1.127	1.407	1.837	1.456	2.296	4.942	<b>1.429</b>

### IV-6) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

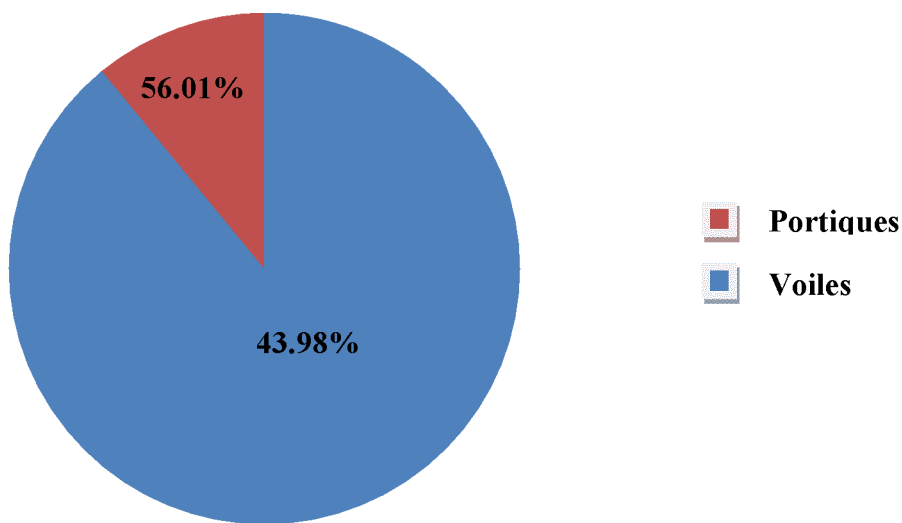
➤ Sens longitudinal

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	1.531	32.21
Voiles	3.338	67.80
Portiques + voiles	4.869	100



➤ **Sens transversal :**

	<b>Inertie (m<sup>4</sup>)</b>	<b>Pourcentage (%)</b>
<b>Portiques</b>	<b>1.429</b>	<b>56.01</b>
<b>Voiles</b>	<b>1.122</b>	<b>43.98</b>
<b>Portiques + voiles</b>	<b>2.551</b>	<b>100</b>



### **Conclusion :**

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques. Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi 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.

### V) Modélisation de la structure :

#### V-1) Choix de la méthode de calcul :

##### ✓ Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mène suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### V-1-1 ) Méthode statique équivalente : (RPA99/Art 4.2)

##### ✓ Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

##### ✓ Condition d'application de la méthode statique équivalente : (RPA99/Art 4.1.2)

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

- Le bâtiment ou bloc étudié est régulier en élévation mais ne satisfait pas aux conditions de régularité en plan ; avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

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

##### ➤ Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

### V-1-2 ) Les méthode dynamique :

#### ✓ La méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99/Art 4.3)

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

#### ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

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

### V-2) Classification de l'ouvrage selon RPA99/VERSION 2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya tizi ouzou donc en zone II.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

#### V-2-1) Méthode d'analyse modale spectrale :

##### ✓ Principe

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

### V-3) Présentation du logiciel ROBOT structurale analysis Professional 2010 :

#### ✓ ROBOT structurale analysis Professional 2010 :

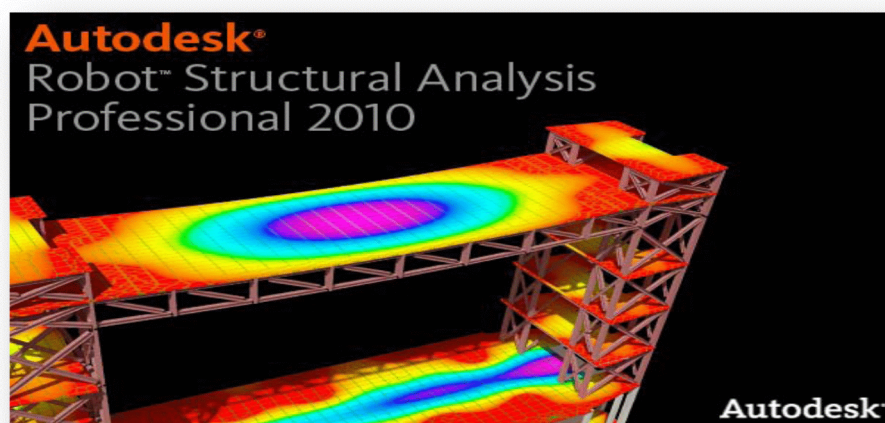
Est un logiciel destiné à modéliser, analysé et dimensionné les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calcules, vérifie les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifique de la structure ; la dernière étape gérer par Robot est la création de la documentation pour la structure calculé et dimensionnée.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

Robot est logiciel qui utilise la méthode d'analyse par éléments fini pour étudier les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, ..... etc.).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants.

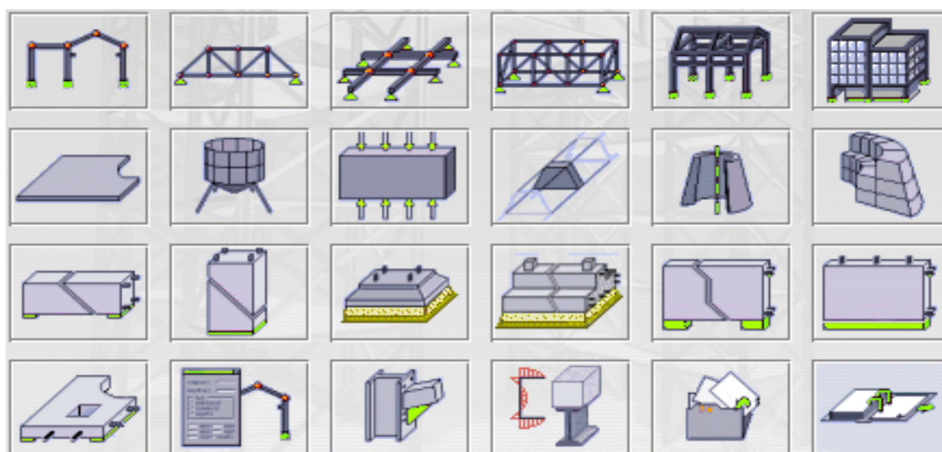
Pour faciliter le travail de l'ingénieur Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils simplifiant l'étude des structures.



### V-3-1) Etapes de calcul à suivre dans Robot :

#### ✓ Choix du type de structure :



Dans le menu « structure », « type de structure », on choisit la case « étude d'une coque »

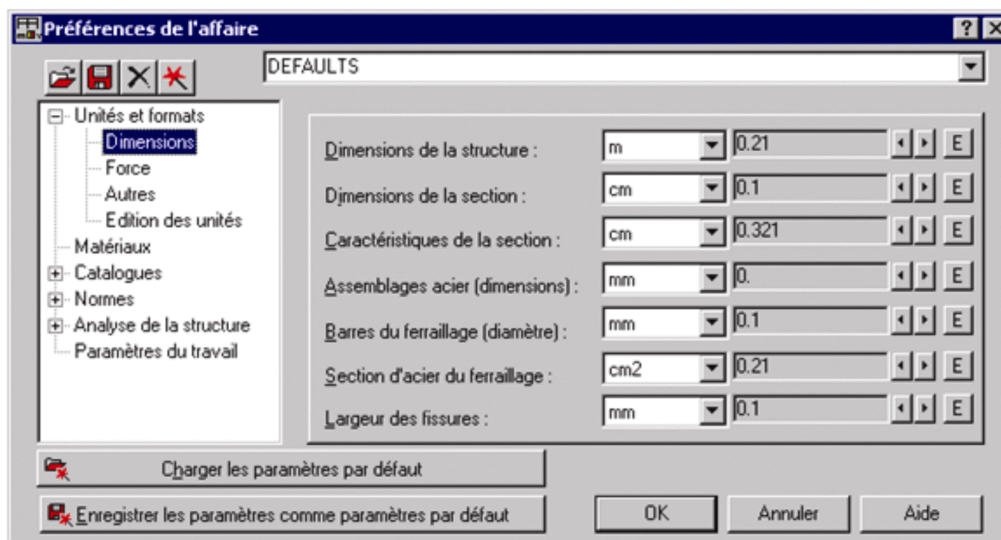


## Chapitre V: Modélisation de la structure

Figure V.1 : Choix de la structure à étudier.



### ✓ Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  et 



FigureV. 2 : Préférences de

### ✓ Unites et formats :


- **Dimensions**: mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- **Force** : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m<sup>2</sup>).
- **Autres** : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).
- **Edition des unités** : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
  
- **Matériaux** : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR\_RESIN C18).
- **Catalogue** :
  - **Barres d'armatures** : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
  - **Treillis soudés** : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône 
  
- **Normes de conceptions**: Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).

## Chapitre V: Modélisation de la structure

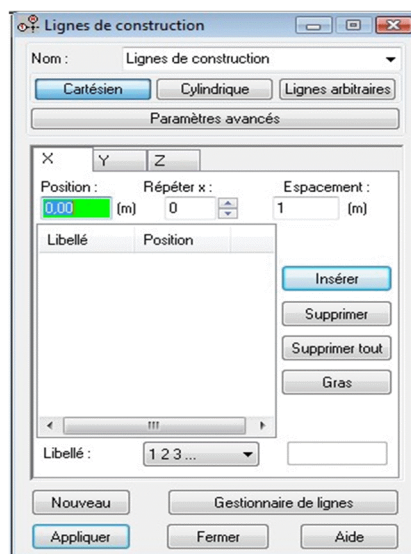
- **Charges** : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (DTR C2-47/NV 99), Charges sismique (RPA99 (2003)).

- **Analyse de la structure** : Cocher (liaisons rigides).
  - **Analyse modale** : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).
  - **Paramètres du travail** : Dans type de maillage sélectionné (Normal).
- Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

### ✓ Lignes de construction :


Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droit, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.



FigureV. 3: Lignes de

### ✓ Profilés des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure Caractéristiques- Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

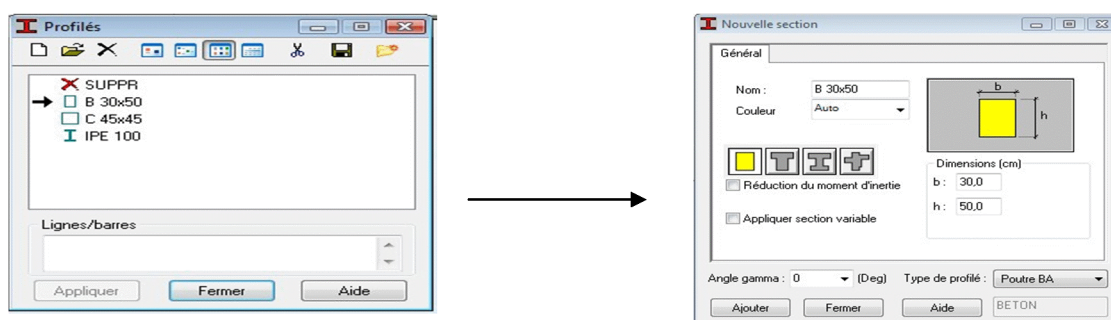



Figure V.4: Choix des profilés des barres

### ✓ Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

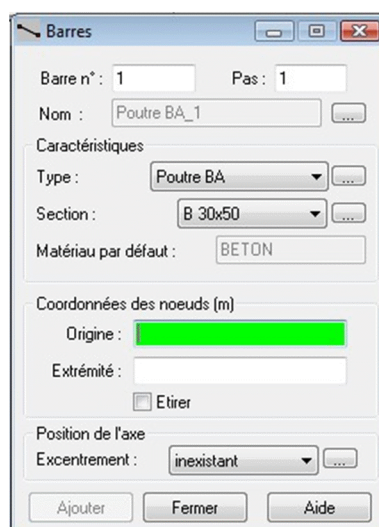
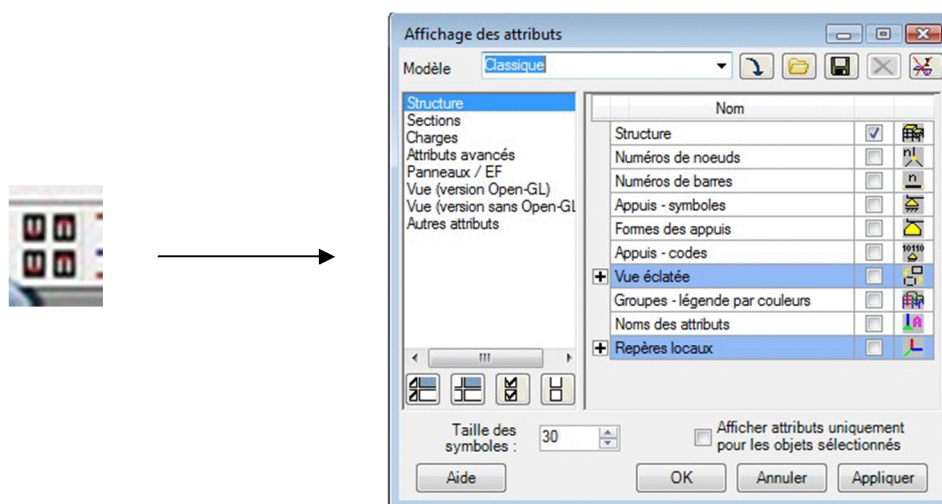


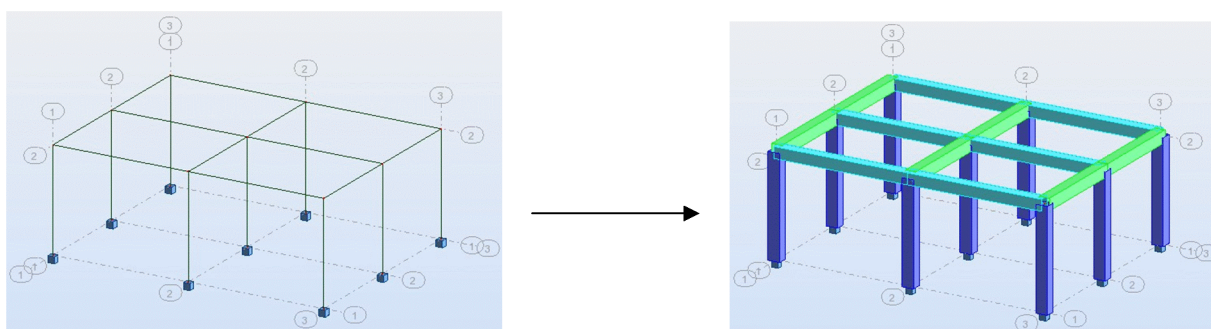
Figure V.5: Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.




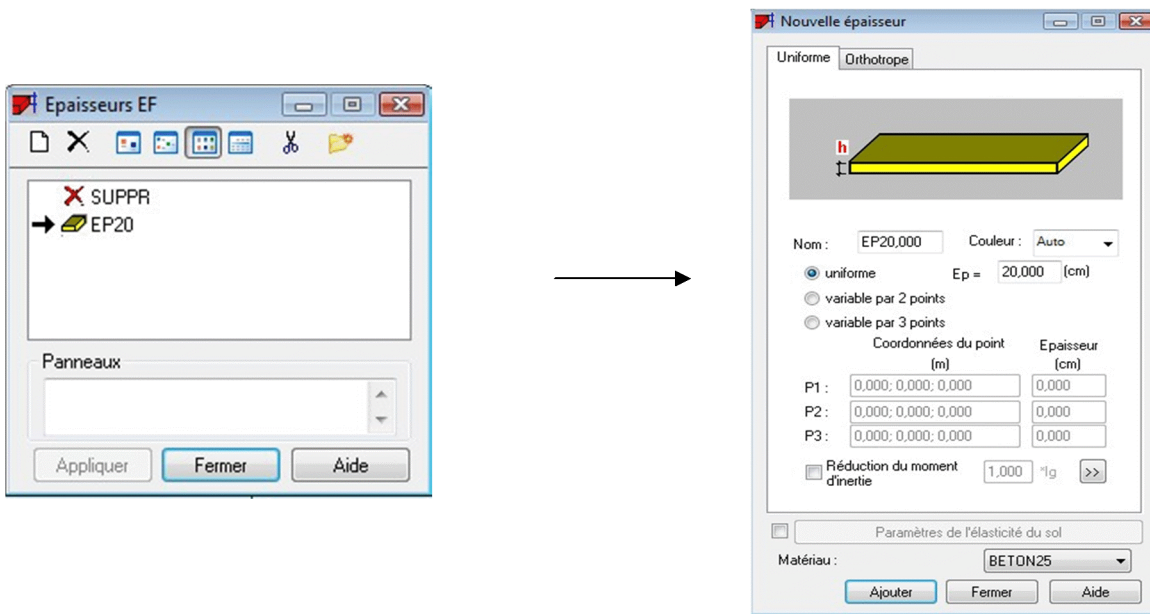
FigureV. 6: Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple :




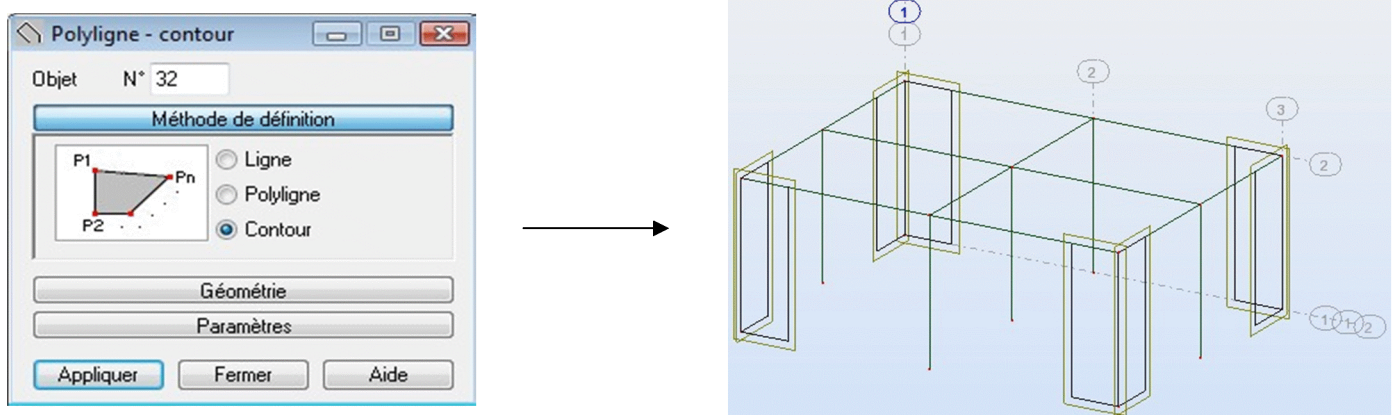
### ✓ Définition des voiles de contreventement :

Dans la barre d'outils on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau




FigureV. 7: Epaisseur des voiles.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.



FigureV.8: Définition des contours des voiles.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

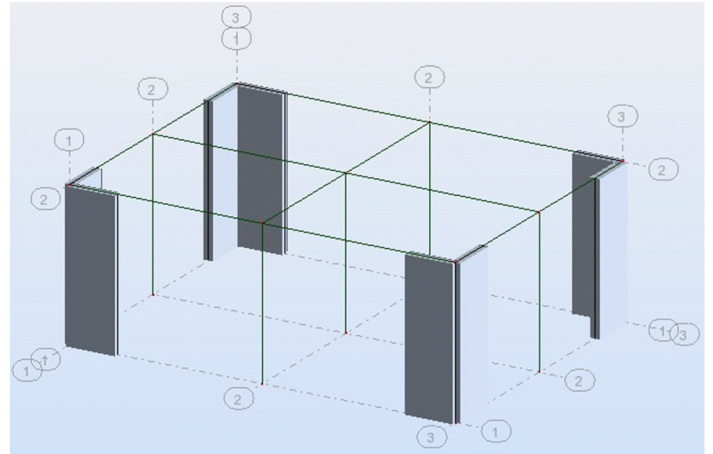
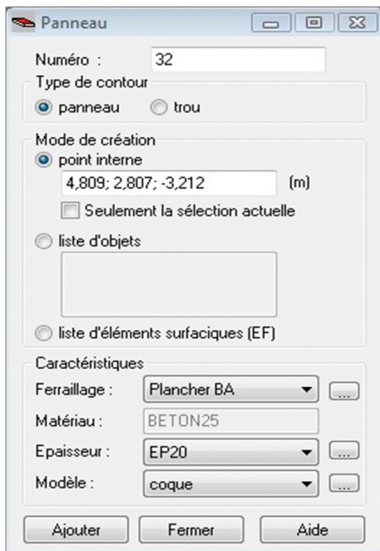


Figure V.9: Définition des panneaux.


Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure V.10: Choix de la présentation.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

### ✓ Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appui** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

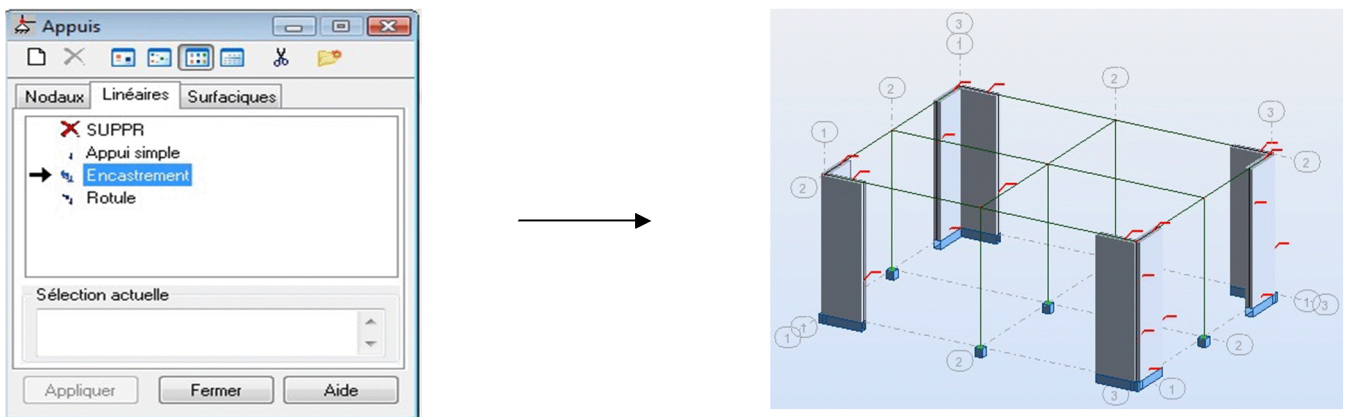


Figure V.11 : Définition des appuis

### ✓ Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône:

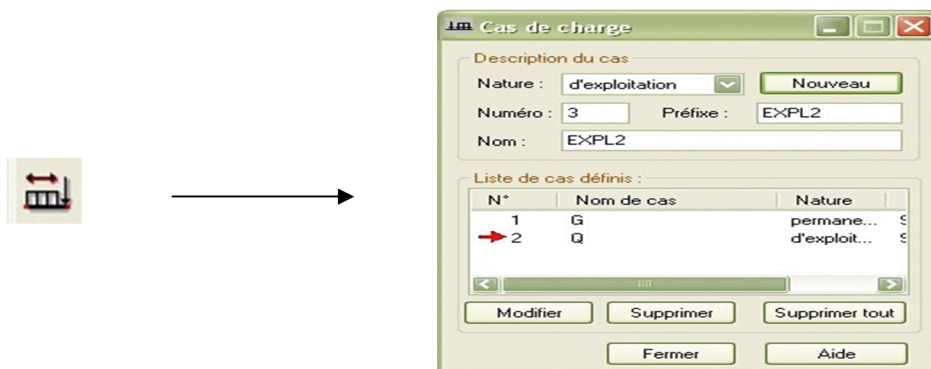


Figure V.12 : Définition des charges.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Charge des neiges.

W : Charge du vent.

E : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

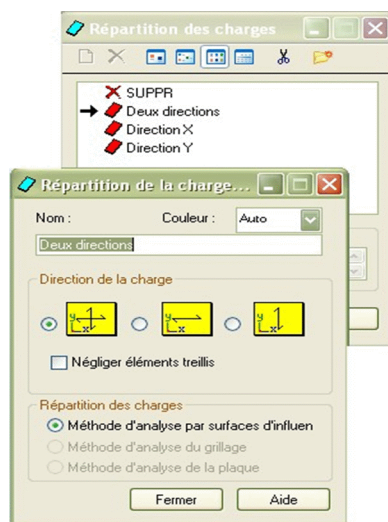
### ✓ Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

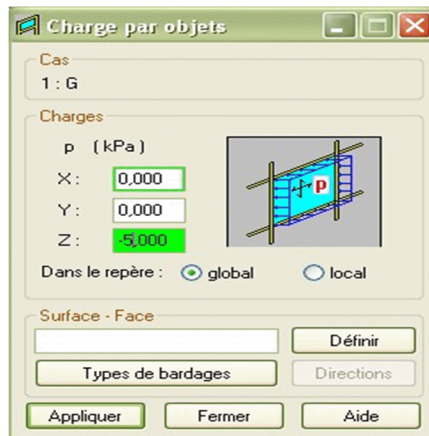
Dans la boite de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.



FigureV. 13: Choix des bardages.

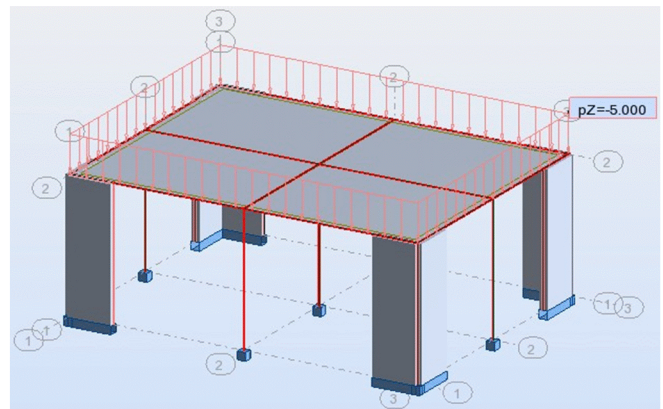
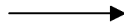
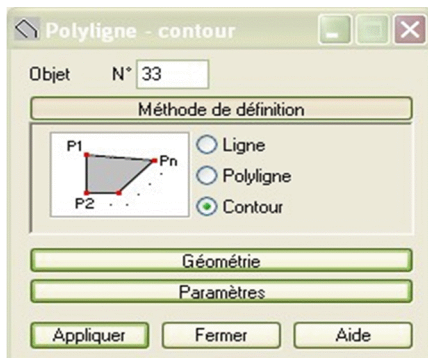
Dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D**), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge »

# Chapitre V: Modélisation de la structure



FigureV. 14: Application des charges

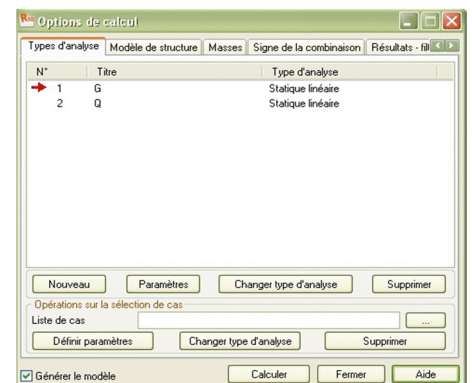
Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.



FigureV. 15: Application des charges surfaciques.

- ✓ Définitions des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du

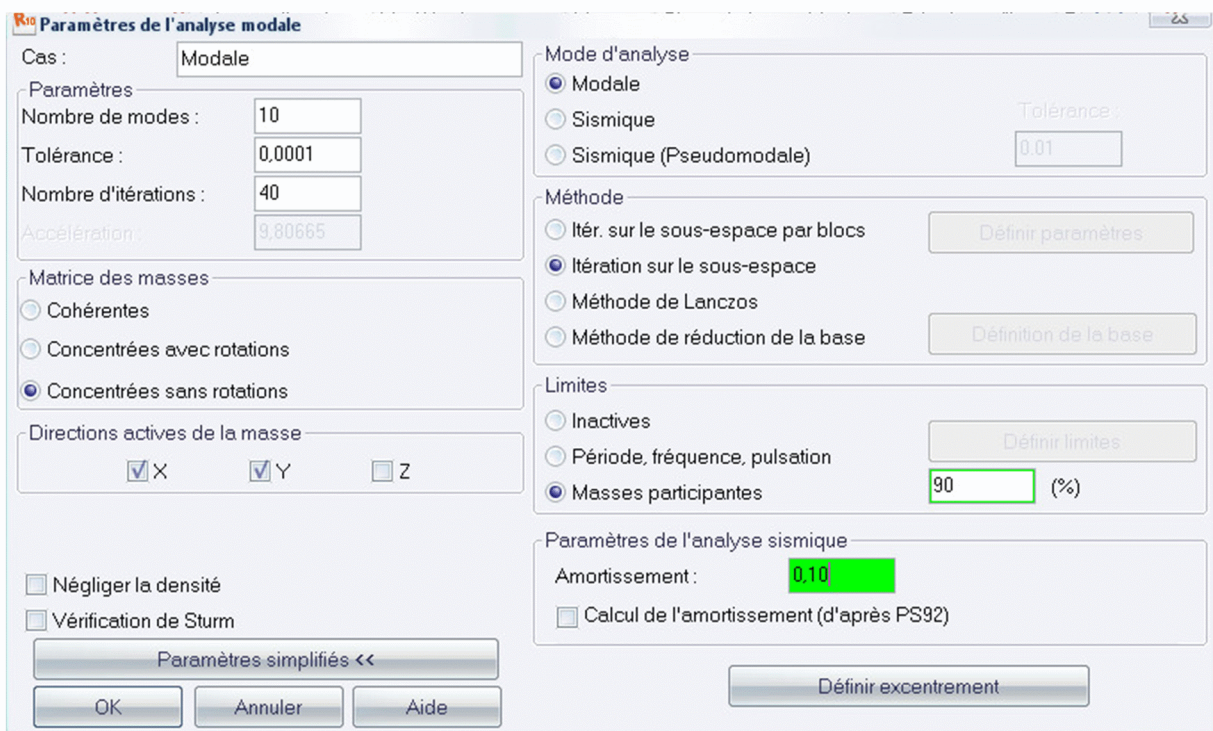
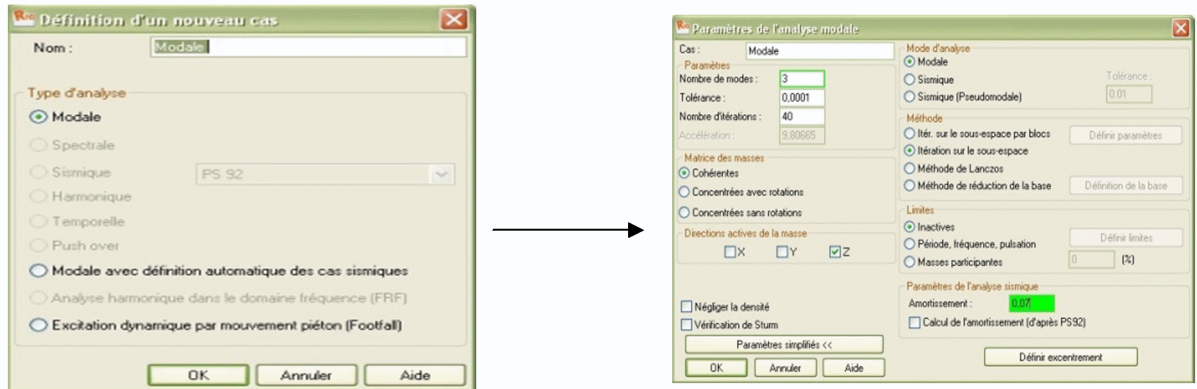


FigureV. 15: Définition des charges dynamiques.

# Chapitre V: Modélisation de la structure

règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

On clique sur « Nouveau » et sélectionné le champ « Modale... ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

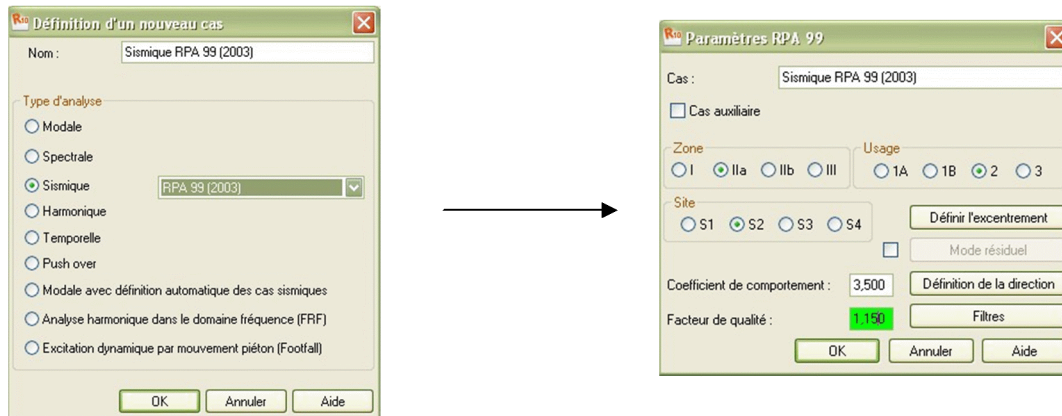


FigureV. 16: Définition des charges

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.


## Chapitre V: Modélisation de la structure

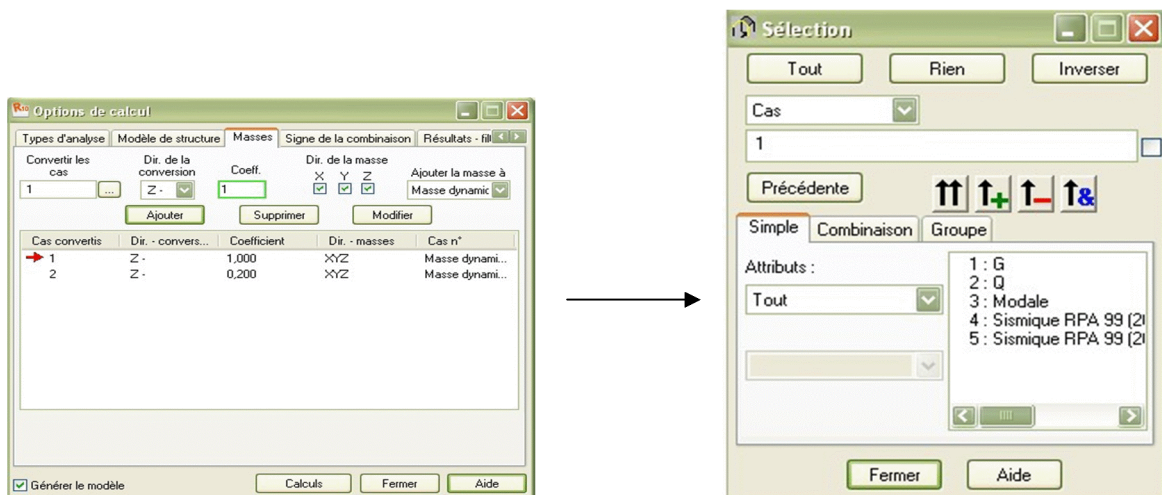
On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction »



FigureV. 17: Définition de paramètres de RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.


Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.



FigureV. 18: Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations.

✓ le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

## Chapitre V: Modélisation de la structure

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « Structure » puis « caractéristiques additionnels » puis « liaisons rigides » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône 

On clique dans la zone « nœuds maitres » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

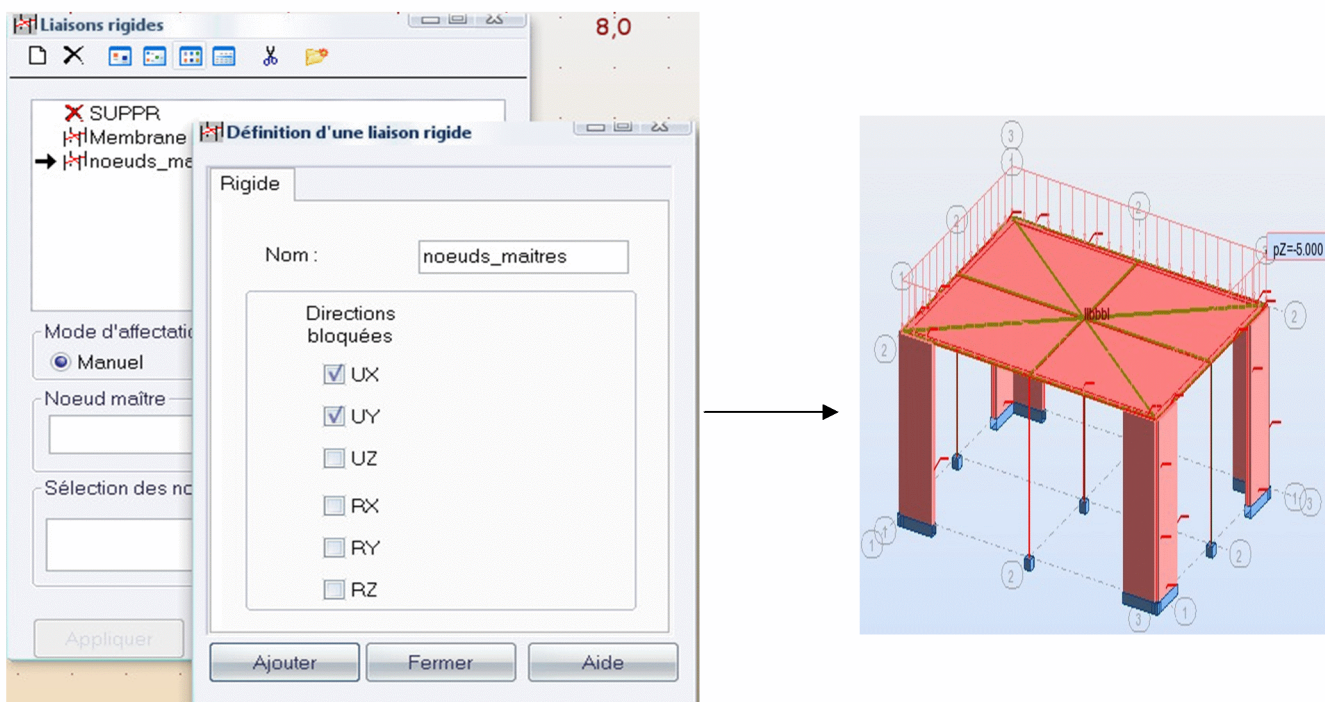



Figure V.19: Liaison rigide .

### ✓ Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

## Chapitre V: Modélisation de la structure

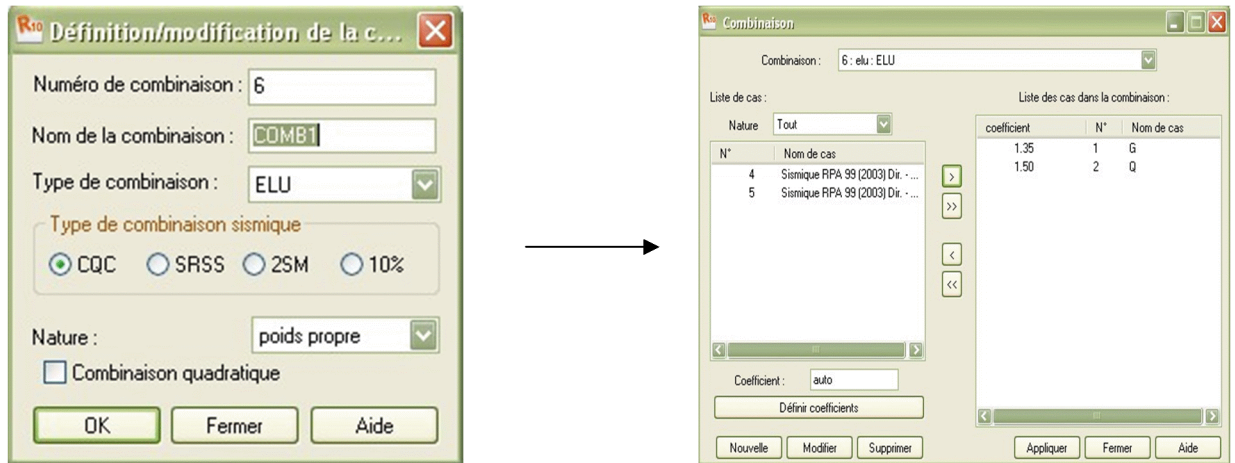


Figure V.20: Définir les combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

### ✓ Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

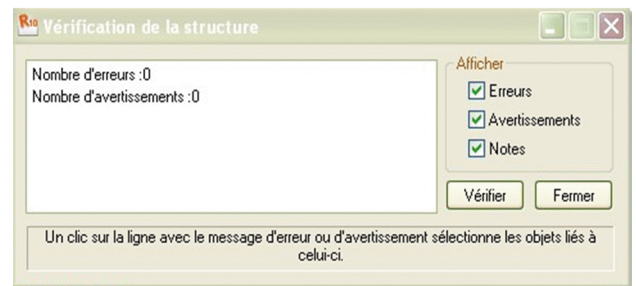


Figure V. 21: Vérification de la

### ✓ Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

### ✓ Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.



Figure V. 22: Affichage des résultats.

### V-3-2) Caractéristiques de la structure :

#### V-3-2-1) première étape :

✓ **Choix des sections:**

➤ **Les poutres :**

Les poutres principales: (30X40) cm<sup>2</sup>.

Les poutres secondaires: (30X35) cm<sup>2</sup>.

➤ **Les poteaux :**

Le RDC :(45x45) cm<sup>2</sup>.

Le 1<sup>er</sup>, 2<sup>em</sup>, 3<sup>em</sup> étage : (40x40) cm<sup>2</sup>

Le 4<sup>em</sup>, 5<sup>em</sup>, 6<sup>em</sup> étage : (35x35) cm<sup>2</sup>

Le 7<sup>em</sup>, 8<sup>em</sup>, 9<sup>em</sup> étage :(30x30) cm<sup>2</sup>

Le 10<sup>em</sup>, 11<sup>em</sup>, 12<sup>em</sup> étage :(25x25) cm<sup>2</sup>

➤ **Les voiles :**

Ils ont une épaisseur de 20cm.

#### V-3-2-2) Deuxième étape :

Les nœuds de la base sont considérés comme des encastremets.

✓ **Nœud maitre :**

Attribution des degrés de liberté pour les nœuds maitres :

-Une translation suivant X.

-Une translation suivant Y.

-Une rotation autour de Z.

✓ **Les Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds du plancher au nœud maitre de sorte qu'ils forment un diaphragme.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

### V-3-2-3) Troisième étape :

#### ✓ Charges permanentes et exploitations:

Element	Charges permanentes G (KN/m <sup>2</sup> )	Charges d'exploitations Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	5.68	1
Plancher étage courant	5.24	1.5
Plancher RDC	5.24	4
Balcons	5.24	3.5
Palier	4.50	2.5
Paillasse	5.17	2.5
Dalle de la salle machine	3.75	1
Acrotère	2.99	/

**Tableau V.1 : Des différentes charges introduit dans Robot.**

#### ✓ Evaluation du poids de la structure:

Pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations.

#### Remarque:

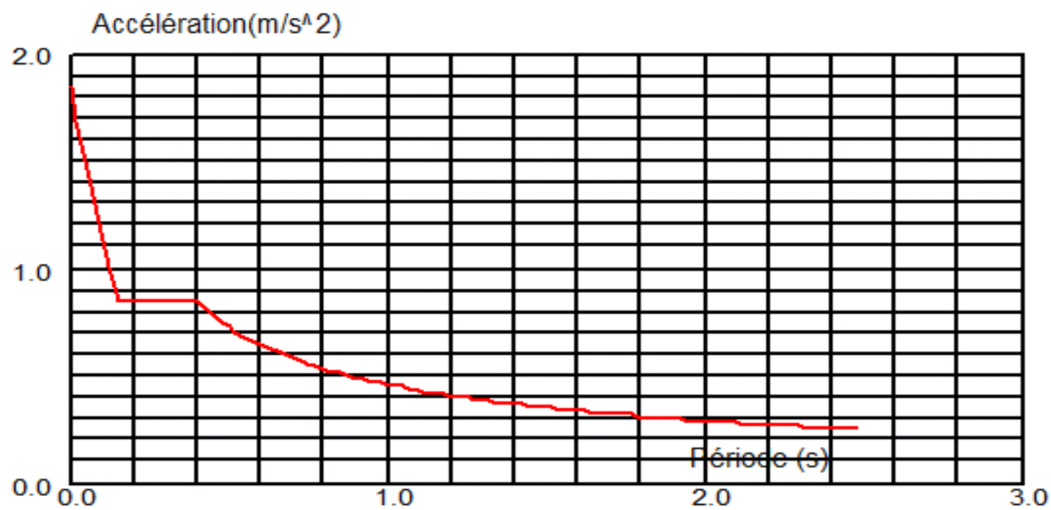
Le poids propre des poutres (principales et secondaires), poteaux et les voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel ROBOT dans la modélisation de la structure.

#### ✓ Evaluation des charges dynamiques :

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse en déterminant pour chaque valeur de la période (T) une valeur de  $s_a/g$

Le logiciel comprend dans sa base de données le règlement RPA99 version 2003 qui nous Permet de calculer le spectre de réponse et c'en introduisant les paramètres appropriée à la structure.

## Chapitre V: Modélisation de la structure



### ➤ Paramètres du spectre :

- Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2 + \varepsilon)]^{0.5} \geq 0.7$
- Coefficient d'accélération de zone :  $A=0.15$
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :  $T_1 = 0.15s$        $T_2 = 0.50s$
- Zone d'implantation : **zone IIa**
- Usage : **groupe 2 (usage d'habitation)**.
- Coefficient de comportement global du bâtiment **R**.
- Facteur de qualité **Q**.
- L'amortissement  $\xi$ .
- Catégorie du sol (sol meuble) **S3**.

Avec :

$R = 5$  (Pour la structure de contreventement mixte).(RPA 99 version 2003).

$\xi = 0.07$

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

$P_q$ : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou pas, sa valeur est donnée par le RPA99.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

Critère q	Observation	P <sub>q</sub>
1. condition minimale sur les fils de contreventement.	oui	0
2. Redondance en plan.	oui	0
3. Régularité en plan.	non	0.05
4. Régularité en élévation.	oui	0
5. contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution.	oui	0

Valeurs de pénalités  $P_q = 0.05$

D'où :  $Q = 1.05$

### ✓ Evaluation de la masse de la structure:

Nous n'allons pas effectuer ce calcul car le logiciel ROBOT peut le faire, il suffit d'introduire les valeurs des charges et de préciser le pourcentage de la surcharge. (dans notre cas Q est affectée par un coefficient  $\beta = 0.2$ ).

### V-3-2-4) Quatrième étape :

#### ✓ Combinaisons selon le BAEL91 :

ELU:  $1,35G + 1,5Q$

ELS :  $G+Q$

#### ✓ Combinaison selon le RPA99 version 2003 :

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effet du séisme.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

### V-3-2-5) Cinquième étape :

✓ **Caractéristique de sol:**

Notre sol est mobile (Classe S<sub>3</sub>), il est constitué de graviers, du sables et d'argiles Sur consolidée, sa contrainte admissible est de 2[MPa] donnée par l'étude géologique de site.

### V-3-2-6) Sixième étape :

✓ **Mode de vibration:**

Le nombre de mode vibration à prendre en compte est de trois fois le nombre de niveau.

✓ **Fichier de données :**

Nous donnerons ici quelque exemple de fichier de données

➤ **Chargements :**

Cas	Type de charge	Liste					
1:G	poids propre	1A13 27A39	Structure enti	-Z	Coef=1.00	MEMO :	
1:G	surfaccique sur objet	912	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-5.24	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	912	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-4.00	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	917 1013A1	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-1.50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	917 1013A1	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-5.24	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	1681	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-5.68	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1681	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-1.00	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1704A1709	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-2.50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	1704A1709	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-5.24	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	1710A1878P	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-5.24	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	1710A1878P	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-3.50	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	2118 2120	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-3.50	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2118 2120	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-5.68	global	MEMO :
1:G	surfaccique sur objet	2121A2126	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-5.68	global	MEMO :
2:Q	surfaccique sur objet	2121A2126	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-2.50	global	MEMO :
1:G	charge uniforme	1610A1615	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-2.99	global	non projetés
1:G	(EF) surfaccique uniforme	804A806 80	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-1.56	global	non projetés
2:Q	(EF) surfaccique uniforme	804A806 80	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-2.50	global	non projetés
2:Q	(EF) surfaccique uniforme	801A803	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-2.50	global	non projetés
1:G	(EF) surfaccique uniforme	801A803	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-6.06	global	non projetés
1:G	(EF) surfaccique uniforme	807A847P4	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-4.56	global	non projetés
2:Q	(EF) surfaccique uniforme	807A847P4	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-2.50	global	non projetés
2:Q	(EF) surfaccique uniforme	2127	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-1.00	global	non projetés
1:G	(EF) surfaccique uniforme	2127	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-1.56	global	non projetés

**Tableau V.2 : d'affichage de chargement**

## Chapitre V: Modélisation de la structure

### ➤ Combinaison :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de	Nature du cas	Définition
6 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	$1*1.35+2*1.50$
7 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	permanente	$(1+2)*1.00$
8 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+4)*1.00$
9 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+4*-1.00$
10 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+5)*1.00$
11 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+5*-1.00$
12 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+4*1.00$
13 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+4*-1.00$
14 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+5*1.00$
15 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+5*-1.00$

**Tableau V.3 d'affichage des combinaisons**

### ➤ Liaisons rigides:

	Nom de la liaison	Noeud maître	Liste de noeuds esclaves	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	Membrane	363	853A866 1128A1131 1	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	345	825A838 914A917 148	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	266	156A174P3 254A263P3	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	386	975A988 1236A1239 1	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	372	373A377 469A475 568	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	306	196A214P3 294A303P3	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	381	989A1002 1272A1275	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	406	1031A1044 1452A1455	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	396	1017A1030 1416A1419	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	324	708A711 942A945 318	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	12638	792A795 12620A12637	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	333	427A433 526A530 624	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	344	752A755 811A824 130	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
	Membrane	264	154A172P3 252A261P3	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
*									

**Tableau V.4 d'affichage des liaisons rigides**

### V-4) Exploitation des résultats:


Dans cette partie nous visons l'exploitation des résultats (les périodes de vibration, les déplacements, les efforts internes et ferrailage des éléments), donnés par le logiciel après avoir appliqué les étapes de la modélisation.

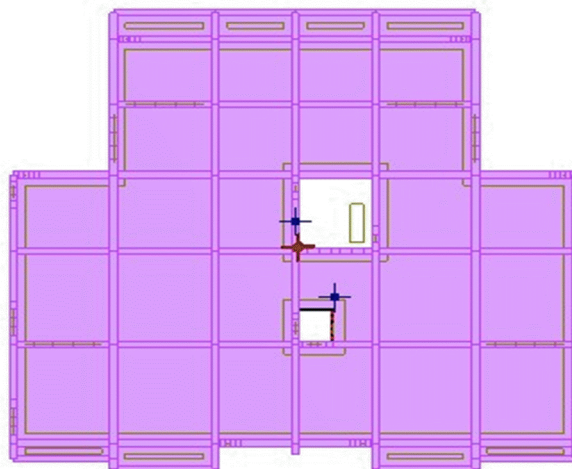
## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

 **Vue en 3D:**



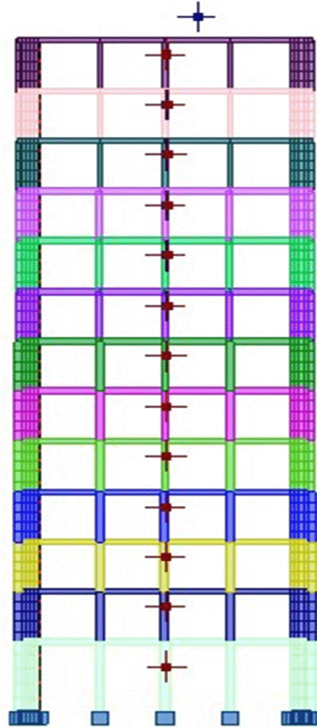
 **Vue en plan:**



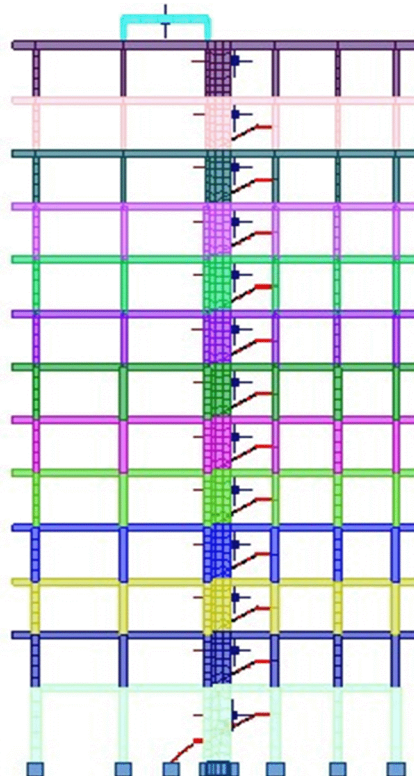
# Chapitre V: Modélisation de la structure

---

☒ Vue en XZ



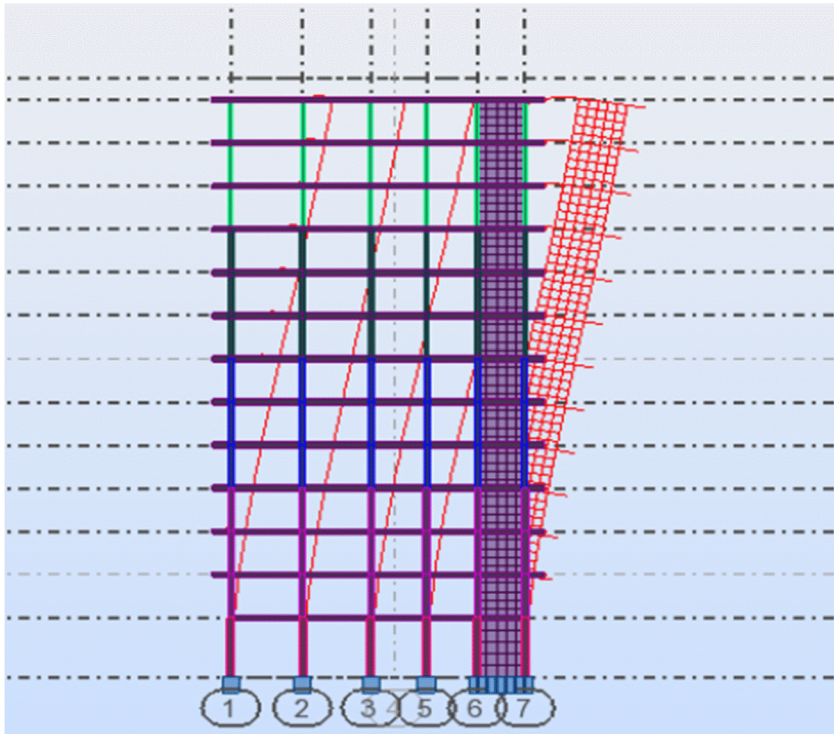
☒ Vue en YZ



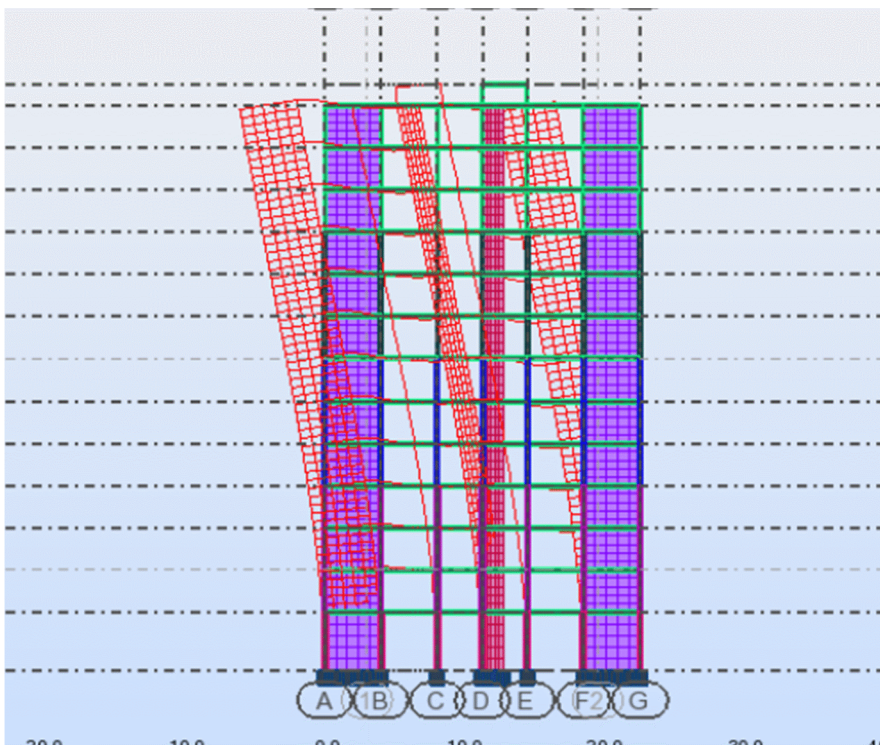
## Chapitre V: Modélisation de la structure

### V-4-1) Déplacement et déformation :

- ✓ **Mode 1: T= 1.07 sec (translation sens Y) :**

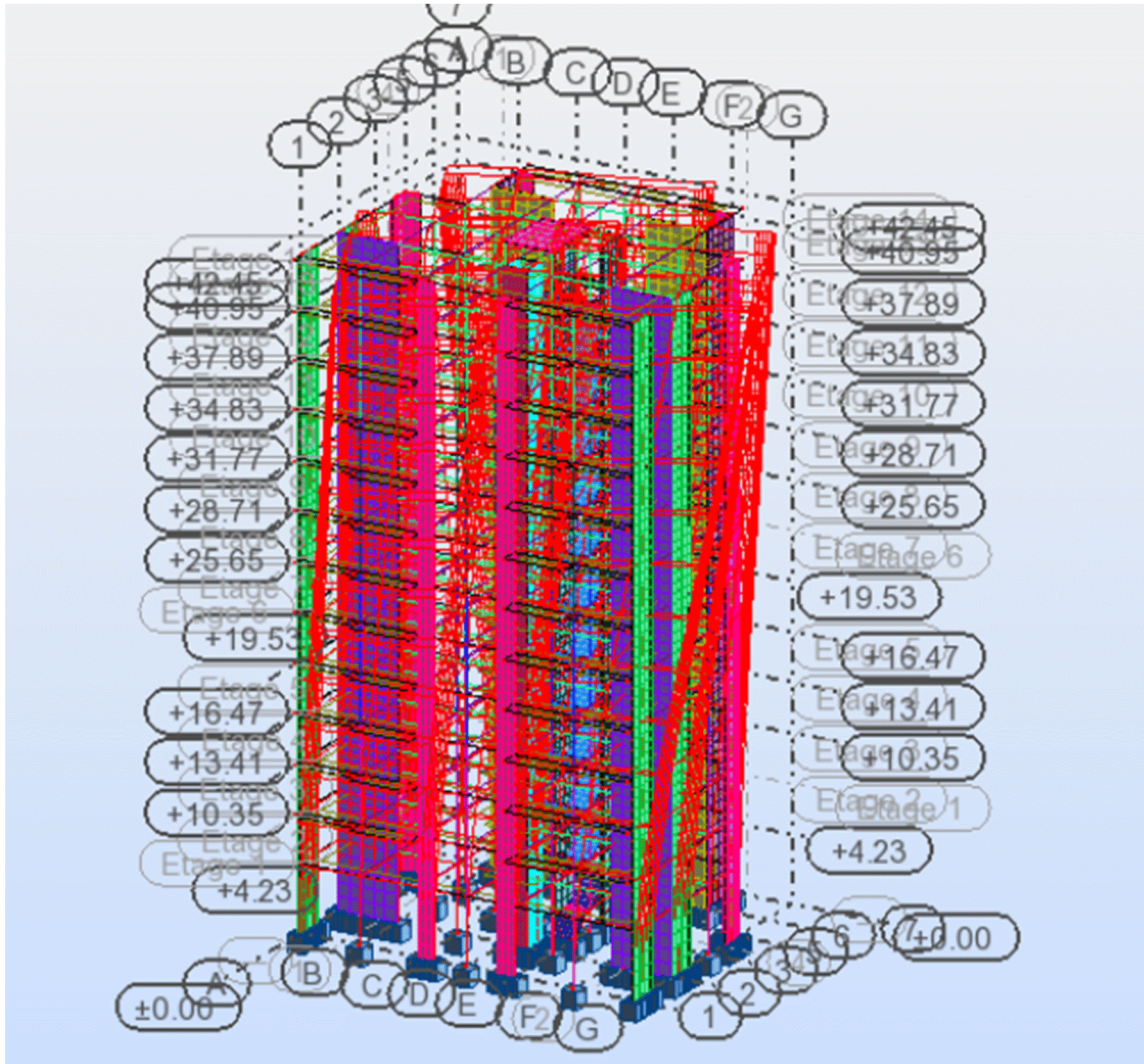


- ✓ **Mode 2: T= 1.02 sec (translation sens X) :**



## Chapitre V: Modélisation de la structure

✓ Mode 3 :  $T=0,39$  sec (Rotation autour de l'axe Z) :



## Chapitre V: Modélisation de la structure

### V-5) Vérification des résultats selon le RPA 2003 : (ART .4.2.4.4)

Avant de passer au effort et ferrailage, on doit vérifier les conditions suivantes :

- Période fondamentale.
- Nombre de mode.
- Le déplacement inter étage sont acceptables.
- Le déplacement total du bâtiment.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Excentricité

✓ **Période fondamentale :( Art 4.2, 4 /RPA 99 version 2003) :**

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « **tableau** », on coche la case « mode propre » extrêmes globaux et les résultats concernant l'analyse modale s'affichent.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
<b>MAX</b>	16.18	1.07	95.71	95.49	#ind#	62.43	67.21	#ind#	5395560.15	5395560.15	0.0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	45	1	45	45	1	2	1	1	1	1	1
<b>MIN</b>	0.94	0.06	1.73	67.21	#ind#	0.00	0.00	#ind#	5395560.15	5395560.15	0.0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	45	1	1	1	17	43	1	1	1	1

**Tableau V.5 d'affichage des modes propres.**

Donc ROBOT nous a donné les périodes et les modes de vibration pour la structure :

La période max est de «**1.07 s** » pour le 1<sup>er</sup> mode de vibration et la période min est de «**0.06 s**» pour le 42<sup>ème</sup> mode de vibration.

La période critique imposée par le RPA99version 2003 ; est comme suit : **(Article 4-6 /RPA99, version 2003)**

$$T_C = C_T h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

**h<sub>n</sub>** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**h<sub>n</sub> = 42.45 m**

**CT** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le **tableau 4.6 (RPA 99)**

## Chapitre V: Modélisation de la structure

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow CT = 0.05$

D'où :

$$T_c = 0.05 \times 42.45^{(3/4)} = 0.83 \text{ sec}$$

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 1.07 < T_f = 0.83 \times 1.3 = 1.08 \quad \rightarrow \quad CV \\ \frac{T}{T_c} < 1.3 \quad \rightarrow \quad \frac{1.07}{0.83} = 1.28 < 1.3 \quad \rightarrow \quad CV \end{array} \right.$$

Avec :

$T_f$  : Période fondamentale imposée par le RPA.

$T$  : Période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ROBOT.

✓ **Nombre de mode : (Art 4.3, 4 /RPA 99 version 2003)**

Pour les structures représentées par des modèles planes dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chaque une des deux directions d'excitation doit être telle que :

Nombre de planchers  $\times 3 \rightarrow 14 \times 3 = 42$  modes

✓ **Le déplacement inter étage :**

Pour l'affichage des déplacements des nœuds, on coche dans « l'opération Tableau », citée précédemment, la case « **Déplacements des nœuds** » puis on clique sur « **ok** ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	2.4	0.8	0.2	0.000	0.001	0.000
<b>Noeud</b>	1034	8865	14125	694	10554	9868
<b>Cas</b>	4	4	4	4	4	4
<b>Mode</b>	2	2	2	CQC	CQC	3
<b>MIN</b>	-0.4	-0.4	-0.1	-0.000	-0.001	-0.001
<b>Noeud</b>	1032	8865	13730	694	599	5197
<b>Cas</b>	4	4	4	4	4	4
<b>Mode</b>	3	3	2	2	2	2

**Tableau V .6 d'affichage des déplacements des nœuds**

## Chapitre V: Modélisation de la structure

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec :

**R** : Coefficient de comportement **R=5**.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après (**art 4.4.3 RPA99/2003**) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Déplacements des niveaux		Déplacements relatifs des niveaux		1% $h_e$ (cm)	Vérification $\Delta U < 1\%h_e$
	$U_x$ max (cm)	$U_y$ max (cm)	$\Delta U_x$ (cm)	$\Delta U_y$ (cm)		
<b>RDC</b>	0.1	0.1	0.1	0.1	4.23	CV
<b>1</b>	0.2	0.2	0.1	0.1	3.06	CV
<b>2</b>	0.3	0.3	0.1	0.1	3.06	CV
<b>3</b>	0.5	0.5	0.2	0.2	3.06	CV
<b>4</b>	0.7	0.7	0.2	0.2	3.06	CV
<b>5</b>	0.9	0.9	0.2	0.2	3.06	CV
<b>6</b>	1.1	1.0	0.4	0.1	3.06	CV
<b>7</b>	1.3	1.3	0.2	0.3	3.06	CV
<b>8</b>	1.5	1.4	0.2	0.1	3.06	CV
<b>9</b>	1.8	1.6	0.3	0.2	3.06	CV
<b>10</b>	2	1.8	0.2	0.2	3.06	CV
<b>11</b>	2.2	2.0	0.2	0.2	3.06	CV
<b>12</b>	2.4	2.2	0.2	0.2	3.06	CV

**Tableau V.7 Vérification des déplacements absolus et relatifs inter-étages de la structure**

## Chapitre V: Modélisation de la structure

✓ Les excentricités :

➤ Les excentricités théoriques :

Les excentricités théoriques ( $e_{x0}$  ;  $e_{y0}$ ) données par ROBOT sont affichées dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm <sup>2</sup> ]	Iy [kgm <sup>2</sup> ]	Iz [kgm <sup>2</sup> ]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	253802.38	11.32 9.24 2.67	11.23 11.28 2.6	9261830.83	13266096.01	21537846.55	0.09	2.04	0.0	0.0
1/ 2	Etage 2	200832.29	11.32 9.20 6.34	11.22 11.33 6.3	7643532.89	9995875.88	17225435.78	0.10	2.12	0.0	0.0
1/ 3	Etage 3	200832.29	11.32 9.20 9.40	11.22 11.33 9.4	7643570.61	9995913.60	17225435.78	0.10	2.12	0.0	0.0
1/ 4	Etage 4	200832.29	11.32 9.20 12.4	11.22 11.33 12	7643608.32	9995951.32	17225435.78	0.10	2.12	0.0	0.0
1/ 5	Etage 5	189925.10	11.33 9.20 15.5	11.22 11.36 15	7215873.45	9481340.07	16307800.67	0.11	2.16	0.0	0.0
1/ 6	Etage 6	189925.10	11.33 9.20 18.6	11.22 11.36 18	7215911.16	9481377.78	16307800.67	0.11	2.16	0.0	0.0
1/ 7	Etage 7	189925.10	11.33 9.20 21.6	11.22 11.36 21	7215948.88	9481415.50	16307800.67	0.11	2.16	0.0	0.0
1/ 8	Etage 8	180472.19	11.34 9.20 24.7	11.22 11.39 24	6844929.67	9035086.94	15512593.13	0.12	2.18	0.0	0.0
1/ 9	Etage 9	180472.19	11.34 9.20 27.8	11.22 11.39 27	6844967.39	9035124.66	15512593.13	0.12	2.18	0.0	0.0
1/ 10	Etage 10	180472.19	11.34 9.20 30.8	11.22 11.39 30	6845005.11	9035162.38	15512593.13	0.12	2.18	0.0	0.0
1/ 11	Etage 11	172473.58	11.34 9.20 33.9	11.22 11.40 33	6530794.19	8657214.23	14839778.47	0.12	2.20	0.0	0.0
1/ 12	Etage 12	172473.58	11.34 9.20 37.0	11.22 11.40 37	6530831.90	8657251.95	14839778.47	0.12	2.20	0.0	0.0
1/ 13	Etage 13	166501.54	11.29 9.15 40.1	11.21 11.40 40	6502714.37	8632381.88	14799328.37	0.08	2.25	0.0	0.0
1/ 14	Etage 14	10363.15	12.80 6.65 42.3	12.80 6.65 42.3	24743.09	15564.87	38948.07	0.00	0.00	0.0	0.0






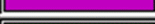
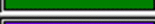
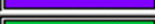
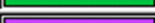
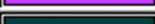

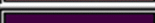
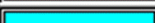
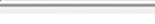
**Tableau.8 Des excentricités théorique.**

➤ Evaluation de l'excentricité accidentelle : (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.

Excentricité théorique résultant des plans.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	2 14 28 40 51 7		22.40	18.50	1.12	0.93
2	Etage 2	1 15 27 41 52 8		22.40	20.90	1.12	1.05
3	Etage 3	3A42P13 89A1		22.40	20.90	1.12	1.05
4	Etage 4	4A43P13 90A1		22.40	20.90	1.12	1.05
5	Etage 5	5A44P13 103A		22.40	20.90	1.12	1.05
6	Etage 6	6A45P13 104A		22.40	20.90	1.12	1.05
7	Etage 7	7 20A566P91 1		22.40	20.90	1.12	1.05
8	Etage 8	8 21 33 47 58 1		22.40	20.90	1.12	1.05
9	Etage 9	9 22 34A325P9		22.40	20.90	1.12	1.05
10	Etage 10	10 23 35A326P		22.40	20.90	1.12	1.05
11	Etage 11	11 24 36 50 61		22.40	20.90	1.12	1.05
12	Etage 12	12 25 37 62 64		22.40	20.90	1.12	1.05
13	Etage 13	13 26 38 63 65		22.40	20.90	1.12	1.05
14	Etage 14	1673A1680 21		3.20	4.30	0.16	0.22

**Tableau V.9 Des excentricités accidentelles.**

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} e_x = \max\{ 0.05L_x ; e_{x0} \} \geq e_{x1} \\ e_y = \max\{ 0.05L_y ; e_{y0} \} \geq e_{y1} \end{cases}$$

$$e_x = \max\{ 0.05 \times 22.40 ; 0.08 \} = 1.12 \geq 1.12 \rightarrow CV$$

$$e_y = \max\{ 0.05 \times 20.90 ; 2.25 \} = 2.25 \geq 1.05 \rightarrow CV$$

✓ **Coefficient de participation massique : RPA Art 4.3.4.**

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Pour notre structure nous avons :

$$\text{Au } 9^{\text{eme}} \text{ mode: } U_x = 92.40\% > 90\% \quad ; \quad U_y = 92.29\% > 90\% \quad \rightarrow \quad CV$$

✓ **Affichage de la flèche :**

Pour afficher les flèches, on coche « **flèche des barres** » :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
<b>MAX</b>	0.0	0.0	0.1
<b>Barre</b>	253	435	1644
<b>Cas</b>	6 (C)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
<b>Mode</b>			
<b>MIN</b>	-0.0	-0.1	-0.1
<b>Barre</b>	351	614	637
<b>Cas</b>	11 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)
<b>Mode</b>			

**Tableau V.10 Affichage des flèches.**

✓ **Affichage des réactions d'appuis :**

Pour obtenir les réactions d'appuis, on coche « **réactions** » :

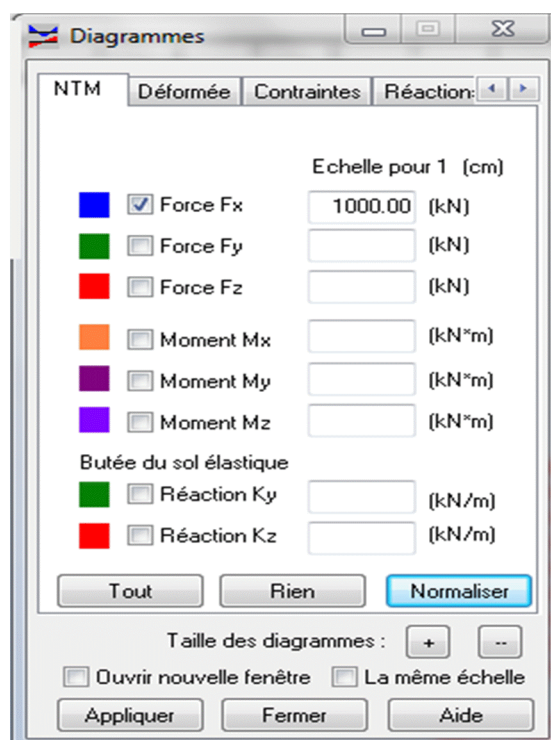
## Chapitre V: Modélisation de la structure

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	215.70	155.10	2075.91	42.67	26.27	1.95
Noeud	219	521	227	12393	223	419
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-218.58	-203.28	-694.78	-43.11	-34.93	-0.87
Noeud	227	619	619	319	319	417
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						

Tableau V.11 Affichage des réactions d'appuis

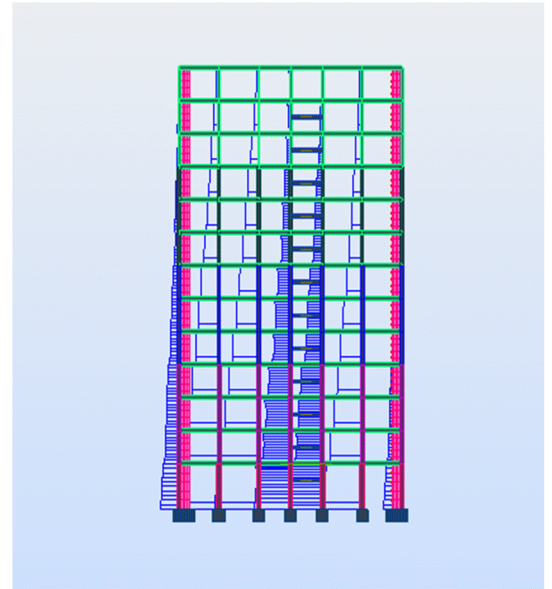
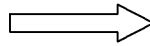
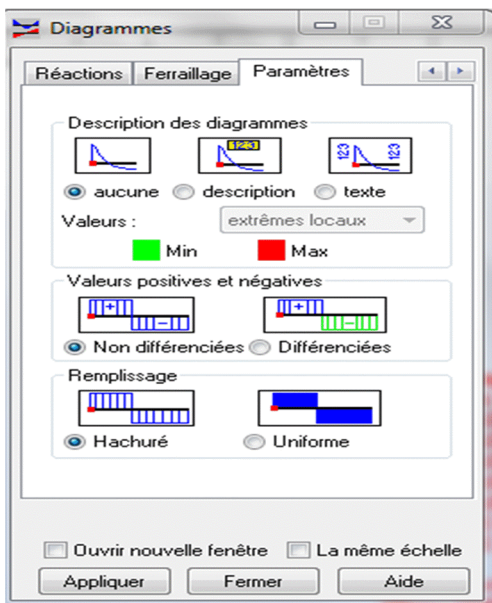
### ✓ Diagrammes :

La boîte de dialogue « diagramme » permet d'afficher les déformées de la structure et les diagrammes d'efforts internes et des contraintes pour le cas de charge ou combinaison de Charge disponible sur la barre d'outils supérieure de robot. L'option est disponible à partir du menu « **résultat** » commande « diagramme-barre ».



FigureV. 23: Affichage des diagrammes.

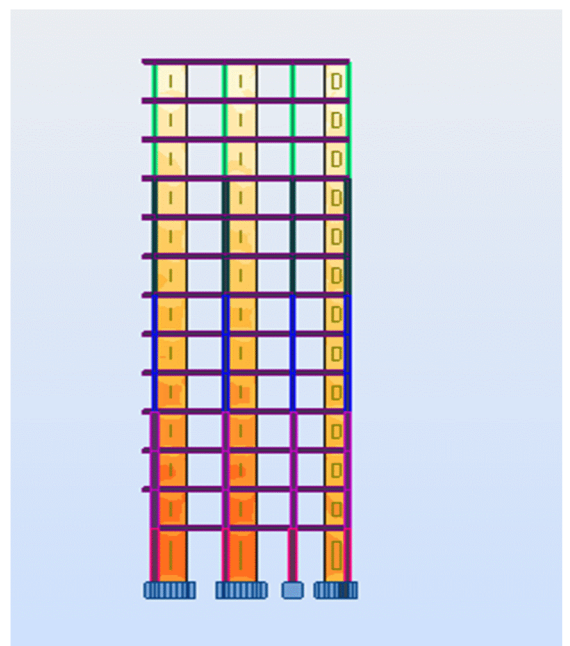
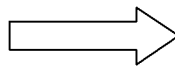
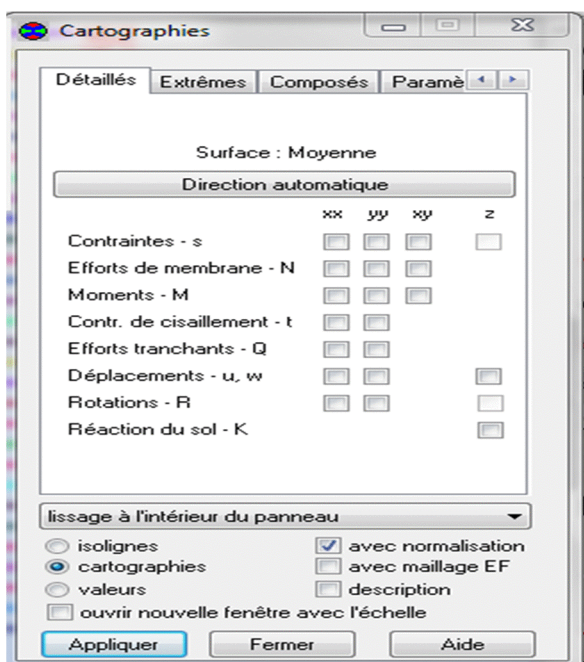
## Chapitre V: Modélisation de la structure



FigureV. 24: Affichage du et l'effort  $F_x$  dans le portique intermédiaire

### ✓ Cartographies sur panneaux :

Cette option présente les cartographies ou les isolignes des contraintes, efforts internes et déplacements. L'option est disponible à partir de la commande « résultat », commande « cartographie panneau ».



FigureV. 25: Cartographie sur panneaux.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

### ✓ Propriétés de l'objet :

Nous avons la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés, on le sélectionne et avec le bouton droit de la souris on clique sur " propriété de l'objet " Voici un exemple pour le poteau à l'ELU.

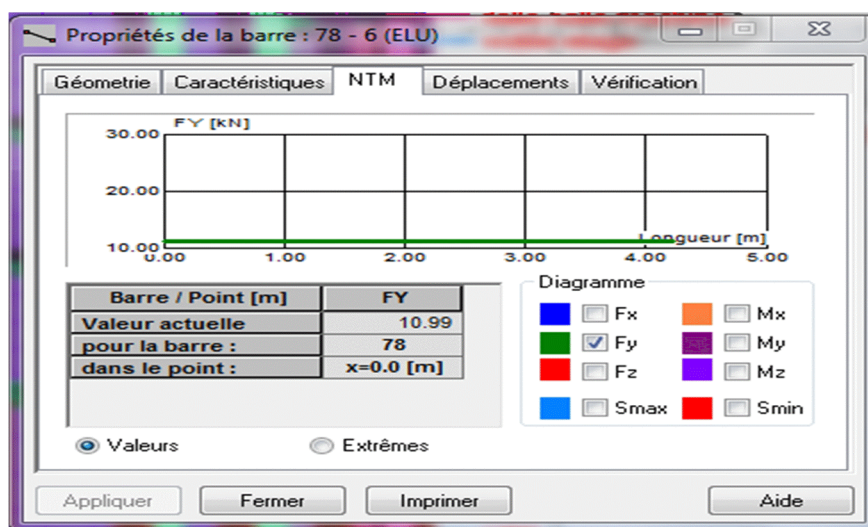


Figure V. 26: Propriété du poteau.

### ✓ Note de calcul :

Propriétés du projet: **R+12 S2**

Type de structure : Coque

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure:**

$$X = 11.333 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.192 \text{ (m)}$$

$$Z = 20.637 \text{ (m)}$$

- **Moments d'inertie centraux de la structure:**

$$I_x = 438160041.527 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 468916237.063 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 213284015.399 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 2489302.978 \text{ (kg)}$$

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:**

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

$$X = 11.333 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.192 \text{ (m)}$$

$$Z = 20.637 \text{ (m)}$$

- **Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:**

$$I_x = 438160041.527 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 468916237.063 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 213284015.399 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 2489302.978 \text{ (kg)}$$

- **Description de la structure**

Nombre de nœuds:	10063
Nombre de barres:	1573
Éléments finis linéiques:	4073
Éléments finis surfaciques:	8714
Éléments finis volumiques:	0
Nombre de degrés de liberté stat.:	59484
Cas:	15
Combinaisons:	10

- **Liste de cas de charges/types de calculs**

**Cas 1** : G

Type d'analyse: Statique linéaire

**Cas 2** : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

**Cas 3** : Modale

Type d'analyse: Modale

- **Excentricité de masse**

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

$e_x = 5.000 (\%)$        $e_y = 5.000 (\%)$

- **Données:**

Mode d'analyse : Modal  
Type de matrices de masses : Cohérente  
Nombre de modes : 42  
Limites : 0.000  
Coefficient des masses participantes : 90.000

**Cas 4** : EX

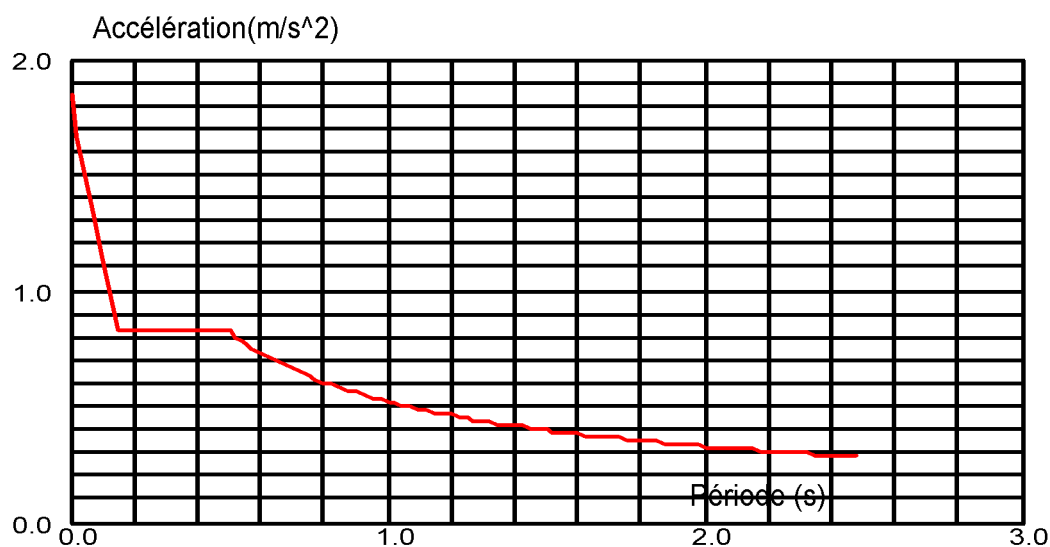
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

- **Direction de l'excitation:**

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



- **Données:**

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.05

## Chapitre V: Modélisation de la structure

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement :  $\xi = 7\%$

- **Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = (7/(2 + \xi))^{0.5} = 0.816$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

**Cas 5** : EY

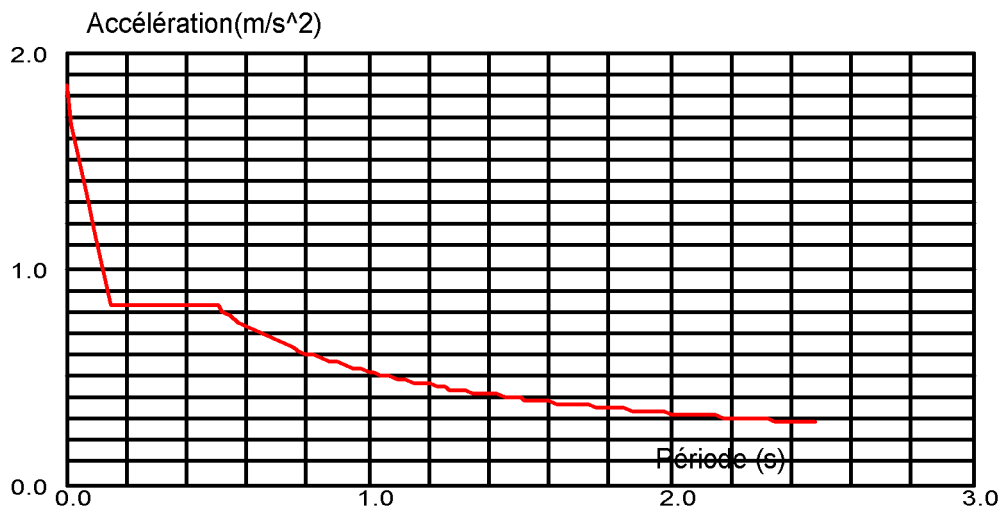
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

- **Direction de l'excitation:**

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



- **Données:**

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.05

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement :  $x = 7$

- **Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = (7/(2 + \xi))^{0.5} = 0.816$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

**Cas 6** : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 7** : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 8** : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 9** : G+Q-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 10** : G+Q+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 11** : G+Q-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 12** : 0.8G+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 13** : 0.8G-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 14** : 0.8G+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

**Cas 15** : 0.8G-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

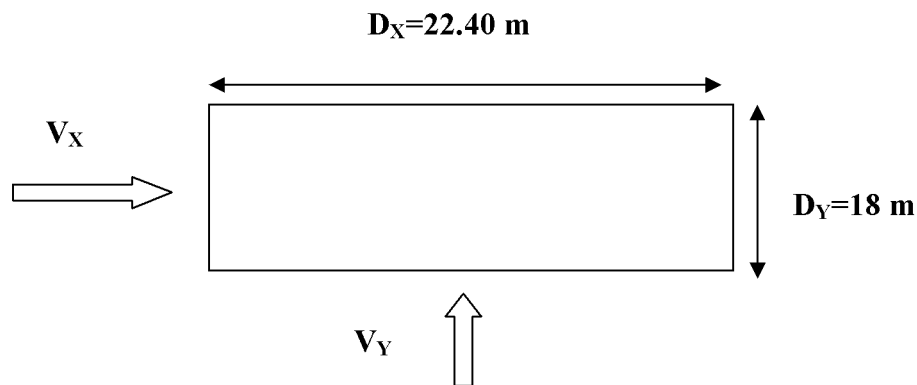
✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen :**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale (T) :

$$D_X = 2.5\eta (T_2/T_X)^{2/3} \quad T_2 \leq T_X \leq 3\text{sec}$$

$$D_Y = 2.5\eta (T_2/T_Y)^{2/3} \quad T_2 \leq T_Y \leq 3\text{sec}$$

Avec :



$$T_X = 0.09h_n/\sqrt{D_X} = 0.80 \text{ sec} \rightarrow T_X = 0.80 \times 1.3 = 1.04\text{sec}$$

$$T_Y = 0.09h_n/\sqrt{D_Y} = 0.90 \text{ sec} \rightarrow T_Y = 0.90 \times 1.3 = 1.17\text{sec}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_X = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{1.04}\right)^{2/3} = 1.25 \\ D_Y = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{1.17}\right)^{2/3} = 1.16 \end{array} \right.$$

**W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5):

$$W = \sum_1^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA) Pour un bâtiment d'habitation  
 $\beta = 0.20$

Après l'introduction des valeurs des charges et la précision du pourcentage de la surcharge, la masse de la structure sera automatiquement calculée par le logiciel.

$$W_{Gi} = 51437.23 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 9023.71 \text{ KN}$$

$$W_T = 51437.23 + 0.2 \times 9023.71 = 53241.972 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 ART (4 - 1)}$$

$$V_{stX} = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.05}{5} \times 53241.972 = 2096.402 \text{ KN}$$

$$V_{stY} = \frac{0.15 \times 1.16 \times 1.05}{5} \times 53241.972 = 1945.461 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

$$V_{dyn} > 80\% V_{st}$$

$V_{dyn}$ : Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel Robot.

$$V_{X\ dyn} = 1725.31 \text{ KN}$$

$$V_{Y\ dyn} = 1804.57 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{X\ dyn} = 1725.31 \text{ KN} > 80\% V_{stX} = 1677.121 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

$$V_{Y\ dyn} = 1804.57 \text{ KN} > 80\% V_{stY} = 1556.368 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Combinaison de charge :**

Les sollicitations à prendre en considération sont imposées par le BAEL 91 et le RPA 99 ; qui sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

## Chapitre V: Modélisation de la structure

		Les combinaisons
BAEL 99	ELU	$1.35G+1.5Q$
	ELS	$G+Q$
RPA 99	ACC	$0.8G \pm E$
		$G + Q \pm E$

Tableau V.12 Combinaisons d'actions.

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

✓ **Justification vis-à-vis de l'effet P-D :**

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée ( $P$ ) et le déplacement ( $Delta$ ).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- Le grand effet P-  $\Delta$  : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- Le petit effet P-  $\delta$  : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA99 version 2003 préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, Si :

$\theta_k < 0.10$  : les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$

$\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau K.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage K.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

➤ Sens X-X:

NIV	$p_k$ (cm)	$\Delta_{kx}$ (cm)	$V_k$ (KN)	$H_k$ (cm)	$V_k \cdot H_k$	$p_k \cdot \Delta_{kx}$	$\theta_k$
12	1713.15	0.2	716.23	306	219166.38	342.63	0.0015
11	1724.58	0.2	831.46	306	254426.76	344.91	0.0013
10	1751.33	0.2	996.23	306	304846.38	350.266	0.0011
9	1783.11	0.3	1019.45	306	311951.70	534.93	0.0010
8	1800.20	0.2	1154.86	306	353387.16	360.04	0.0010
7	1804.72	0.2	1201.24	306	367579.44	360.94	0.0009
6	1871.19	0.4	1371.63	306	419718.78	748.476	0.0017
5	1886.43	0.2	1422.78	306	435370.68	377.28	0.0008
4	1899.25	0.2	1558.32	306	476845.92	379.85	0.0007
3	1960.22	0.2	1630.80	306	499024.8	392.044	0.0007
2	2001.53	0.1	1671.24	306	511399.44	200.153	0.0003
1	2008.32	0.1	1719.09	306	526041.54	200.832	0.0003
RDC	2538.02	0.1	1725.31	423	729806.13	253.802	0.0003

➤ Sens Y-Y:

NIV	$p_k$ (cm)	$\Delta_{ky}$ (cm)	$V_k$ (KN)	$H_k$ (cm)	$V_k \cdot H_k$	$p_k \cdot \Delta_{ky}$	$\theta_k$
12	1713.15	0.2	723.48	306	221384.88	342.63	0.0015
11	1724.58	0.2	871.69	306	266737.14	344.91	0.0012
10	1751.33	0.2	998.22	306	305455.32	350.26	0.0011
9	1783.11	0.2	1031.41	306	315611.46	356.62	0.001
8	1800.20	0.1	1180.15	306	361125.9	180.02	0.0004
7	1804.72	0.3	1210.70	306	370474.20	541.416	0.0014
6	1871.19	0.1	1398.02	306	427794.12	187.119	0.0004
5	1886.43	0.2	1452.19	306	444370.14	377.286	0.0008
4	1899.25	0.2	1563.23	306	478348.38	379.85	0.0007
3	1960.22	0.2	1645.78	306	503608.68	392.04	0.0007
2	2001.53	0.1	1673.45	306	512075.7	200.153	0.0003
1	2008.32	0.1	1788.62	306	547317.72	200.832	0.0003
RDC	2538.02	0.1	1804.57	423	763332.11	253.802	0.0003

## Chapitre V: Modélisation de la structure

---

### Remarque:

Puisque les coefficients  $\theta_k < 0.1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$  dans le calcul des éléments structuraux.

### Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

### VI) Ferrailage des poutres :

#### VI-1) Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les combinaisons de calcul :

- $1.35 G + 1.5 Q \longrightarrow$  ELU.
- $G + Q \longrightarrow$  ELS.
- $G + Q \pm E \longrightarrow$  RPA 2003
- $0.8 G \pm E \longrightarrow$  RPA 2003.

#### VI-2) Recommandation du RPA99 version 2003 :

##### a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

-**Poutres principales** :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

-**Poutres secondaires** :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

-En zone courante : 4 %

-En zone de recouvrement : 6 %

##### ✓ En zone courante :

Poutres principales :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

##### ✓ En zone de recouvrement :

Poutre principale :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\Phi$  (*zone IIa*)

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

## Chapitre VI : Ferrailage des poutres

---

### b) Armatures transversales ART (7.5.2.2) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

$s_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow$  En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow$  En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

$-\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

-Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### ✓ Dispositions constructives :

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes :

- à  $\frac{1}{5}$  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  $\frac{1}{4}$  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 prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### VI-3) Ferrailage des poutres à l'ELU :

#### ✓ Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

$A_{st}$  : La section d'armatures tendues.

$A_{sc}$  : La section d'armatures comprimées.

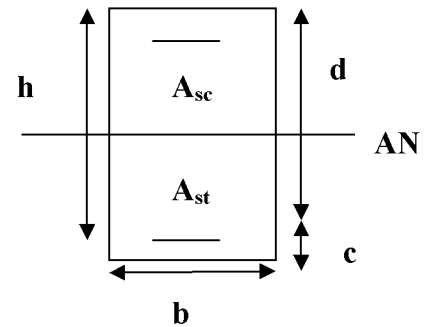
Avec :

$h$  : 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 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$M_u$  : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

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

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- Si  $\mu \leq \mu_l = 0.392$  la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne comprendra que des aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

- Si  $\mu \geq \mu_l = 0.392$  la section est doublement armée (SDA) c à d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

## Chapitre VI : Ferrailage des poutres

On calcul :  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

**$M_r$**  : moment ultime pour une section simplement armée.

**$M_u$**  : moment maximum a l'ELU dans les poutres.

– Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

– Armatures comprimées :

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

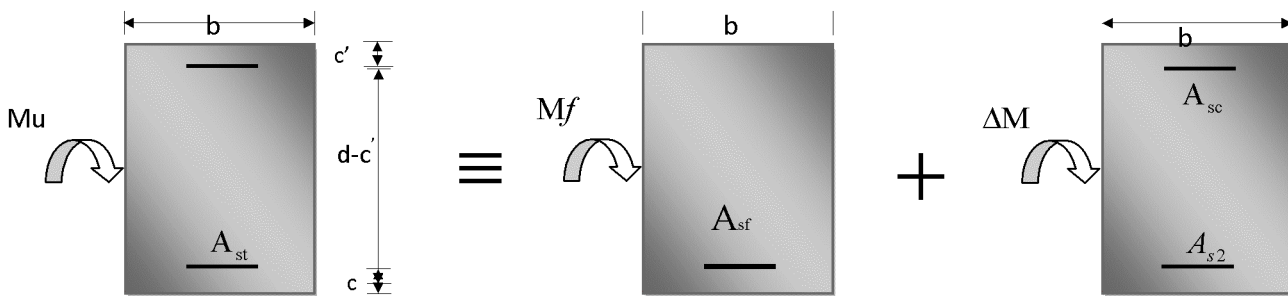


Fig. VI-1 : schéma de calcul en flexion simple

**Remarque :**

Le ferrailage des se fait par zones tel que :

ZONE1 : RDC

ZONE2 : 1.2.3 étage.

ZONE3 : 4.5.6 étage.

ZONE4 : 7.8.9 étage.

ZONE5 : 10.11.12 étage.

## Chapitre VI : Ferrailage des poutres

### a) Ferrailages des poutres principales :

#### ✓ Ferrailages en travées :

NIV	$M_u^{max}$ (KN.m)	Comb	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$
12.11.10	48.05	ELU	0.082	SSA	3.89	6	3HA14	4.62
9.8.7	46.02	ELU	0.078	SSA	3.72	6	3HA14	4.62
6.5.4	41.15	ELU	0.070	SSA	3.31	6	3HA14	4.62
3.2.1	36.99	ELU	0.063	SSA	2.97	6	3HA14	4.62
RDC	52.49	ELU	0.090	SSA	4.27	6	3HA14	4.62

#### ✓ Ferrailages aux appuis :

NIV	$M_u^{max}$ (KN.m)	Comb	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$
12.11.10	122.82	G+Q+EX	0.210	SSA	10.82	6	3HA16+3HA16	12.06
9.8.7	115.86	G+Q+EX	0.198	SSA	10.12	6	3HA16+3HA16	12.06
6.5.4	108.9	G+Q+EX	0.186	SSA	9.43	6	3HA16+3HA14	10.65
3.2.1	101.94	G+Q+EX	0.174	SSA	8.75	6	3HA16+3HA12	9.42
RDC	94.98	G+Q+EY	0.162	SSA	8.09	6	3HA16+3HA12	9.42

➤ (RDC ,1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>em</sup>) étages : le ferrailage sera comme suit :

Lit inférieur : 3HA14=4.62 cm<sup>2</sup>

Lit supérieur : 3HA16+3HA12=9.24 cm<sup>2</sup>

La section totale adoptée est :  $A_{s\ tot} = 13.86\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

➤ (4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>em</sup>) étages : le ferrailage sera comme suit :

Lit inférieur : 3HA14=4.62 cm<sup>2</sup>

Lit supérieur : 3HA16+3HA14=10.65 cm<sup>2</sup>

La section totale adoptée est :  $A_{s\ tot} = 15.27\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

## Chapitre VI : Ferrailage des poutres

---

➤ (9<sup>ème</sup> jusqu'au 12<sup>ème</sup>) étages : le ferrailage sera comme suit :

Lit inférieur : 3HA14=4.62 cm<sup>2</sup>

Lit supérieur : 3HA16+3HA16=12.06 cm<sup>2</sup>

La section totale adoptée est :  $A_{s\ tot} = 16.68\ cm^2 > A_{min} = 6\ cm^2 \rightarrow CV$

### b) Ferrailages des poutres secondaires :

✓ Ferrailages en travées :

NIV	$M_u^{max}$ (KN.m)	Comb	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$
12.11.10	35.30	ELU	0.080	SSA	3.30	5.25	3HA12	3.39
9.8.7	33.93	ELU	0.077	SSA	3.17	5.25	3HA12	3.39
6.5.4	31.65	ELU	0.072	SSA	2.96	5.25	3HA12	3.39
3.2.1	22.76	ELU	0.052	SSA	2.10	5.25	3HA12	3.39
RDC	16.57	ELU	0.037	SSA	1.51	5.25	3HA12	3.39

✓ Ferrailages aux appuis :

NIV	$M_u^{max}$ (KN.m)	Comb	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$
12.11.10	79.56	G+Q+EX	0.182	SSA	7.94	5.25	3HA14+3HA14	9.24
9.8.7	82.28	G+Q+EX	0.188	SSA	8.25	5.25	3HA14+3HA14	9.24
6.5.4	77.96	G+Q+EY	0.178	SSA	7.76	5.25	3HA14+3HA12	8.01
3.2.1	64.43	G+Q+EX	0.147	SSA	6.28	5.25	3HA14+3HA12	8.01
RDC	31.35	G+Q+EX	0.071	SSA	2.92	5.25	3HA12	3.39

➤ (RDC) : le ferrailage sera comme suit :

Lit inférieur : 3HA12= 3.39 cm<sup>2</sup>

Lit supérieur : 3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>

La section totale adoptée est :  $A_{s\ tot} = 6.78\ cm^2 > A_{min} = 5.25\ cm^2 \rightarrow CV$

## Chapitre VI : Ferrailage des poutres

---

➤ (1<sup>er</sup> jusqu'au 6<sup>em</sup>) étages : le ferrailage sera comme suit :

Lit inférieur : 3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>

Lit supérieur : 3HA14+3HA12=8.01 cm<sup>2</sup>

La section totale adoptée est :  $A_{s\ tot} = 11.4\ cm^2 > A_{min} = 5.25\ cm^2 \rightarrow CV$

➤ (7<sup>eme</sup> jusqu'au 12<sup>em</sup>) étages : : le ferrailage sera comme suit :

Lit inférieur : 3HA12=3.39 cm<sup>2</sup>

Lit supérieur : 3HA14+3HA14=9.24 cm<sup>2</sup>

La section totale adoptée est :  $A_{s\ tot} = 12.63\ cm^2 > A_{min} = 5.25\ cm^2 \rightarrow CV$

### VI-4) Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) -Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

✓ Poutres principales de (30x40) :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34\ cm^2$$

✓ Poutres secondaires de (30x 35) :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.159\ cm^2$$

$A_{adop} > A_{min} \rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

### b) - Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  » ; prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} \text{MPa} = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d}$$

$T_{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\text{– Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{111.46 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.179 \text{MPa}$$

$$\text{– Poutres principales : } \tau_u = \frac{134.44 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.244 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

### c) -Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

#### ✓ Influence sur le béton :

Il faut vérifier que :

$$T_u^{max} \leq \overline{T_u} = 0.4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$
$$a = (0.9d)$$

$$\text{- Poutres principale : } \overline{T_u} = 0.4 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.37 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 666 \text{KN}$$

$$T_u^{max} = 134.44 \text{KN} < 666 \text{KN} \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \overline{T_u} = 0.4 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.32 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 576 \text{KN}$$

$$T_u^{max} = 111.46 \text{KN} < 576 \text{KN} \rightarrow \text{CV}$$

#### ✓ Influence sur les armatures :

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left( T_u^{max} - \frac{M_U}{0.9d} \right)$$

Si :

$$\left( T_u^{max} - \frac{M_U}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{La vérification n'est pas nécessaire.}$$

- **Poutres principales :**  $134.44 - \frac{132.28}{0.9 \times 0.37} = -262.79 \text{ KN} < 0$
- **Poutres secondaire :**  $111.46 - \frac{86.63}{0.9 \times 0.32} = -189.33 \text{ KN} < 0$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**Conclusion :**

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**d)-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(BAEL91Art A.6.1. 3) :**

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

- La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28} \quad \text{avec: } \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec } u_i: \text{périmètre des barres}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi$$

- **Poutres principales :**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times (16 + 14) = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{134.44 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 282.6} = 1.428 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

### - Poutres secondaires :

$$3HA14 + 3HA14 \rightarrow \Sigma U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times (14 + 14) = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{T_{max}}{0.9d \Sigma u_i} = \frac{111.46 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263.76} = 1.149 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

### e)- Ancrage des aciers :

#### ✓ Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

#### ✓ Calcul de la longueur de scellement au droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compressions demandées à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Pour les T16 : } L_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.564 \text{ m} = 56.4 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T14 : } L_s = \frac{0.014 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.493 \text{ m} = 49.3 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T12 : } L_s = \frac{0.012 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.423 \text{ m} = 42.3 \text{ cm}$$

Les règles du (**BAEL 91 Art. A.6.1**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à (**0.4 L<sub>s</sub>**) pour les aciers H.A.

- Pour les  $\Phi 16$  :  $l_a = 22.572 \text{ cm}$
- Pour les  $\Phi 14$  :  $l_a = 19.752 \text{ cm}$
- Pour les  $\Phi 12$  :  $l_a = 16.928 \text{ cm}$

### f) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right\} \rightarrow \min \{1.14, 1.2, 3\} = 1.14 \text{ cm}$$

$\phi_l$ : étant le plus petit diamètre des armatures.

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre+1 étrier soit  $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$

#### ✓ Espacement d'armatures :

##### ➤ poutre principale :

##### - Zone nodale (appui) :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right) = \min \left( \frac{40}{4}; 12 \times 1.6; 30 \right) = \min(10; 19.2; 30)$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

##### - Zone courante (travée):

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

##### ➤ poutre secondaire :

##### - Zone nodale (appui) :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right) = \min \left( \frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30 \right) = \min(8.75; 16.8; 30)$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

##### - Zone courante (travée):

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

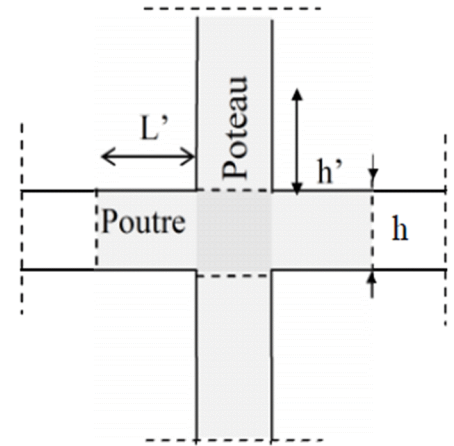
### ✓ Délimitation de la zone nodale :

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2xh \\ h' = \max \{ h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \} \text{ cm} \end{array} \right.$$

**h**: Hauteur des poutres.

**b1** et **h1** : dimensions du poteau.

**he** : hauteur entre nus des poutres.



### Les poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \text{ poutres principales de (30x40)} \\ L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \text{ poutres secondaire de (30x35)} \end{array} \right.$$

Fig. VI-1 : Délimitation de la zone nodale

### Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

### g) Armatures longitudinales minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 S_t b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### VI-5) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

## Chapitre VI : Ferrailage des poutres

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

### b) Etat limite de déformation du béton en compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$A_{st}$  : armatures adoptées à l'ELU.

$K_1; \beta_1$  : sont tirés des tableaux en fonction de :  $\rho = \frac{100A_s}{bd}$

### ✓ Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :

#### ➤ En travées :

NIV	$M_s^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
12.11.10	34.87	4.62	0.416	0.901	35.76	226.403	6.331	15	CV
9.8.7	33.38	4.26	0.416	0.901	35.76	216.729	6.060	15	CV
6.5.4	29.86	4.62	0.416	0.901	35.76	193.874	5.421	15	CV
3.2.1	26.74	4.26	0.416	0.901	35.76	173.617	4.855	15	CV
RDC	37.22	4.26	0.416	0.901	35.76	241.661	6.757	15	CV

#### ➤ Aux appuis :

NIV	$M_s^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
12.11.10	109.04	12.06	1.086	0.856	19.84	285.471	14.38	15	CV
9.8.7	103.01	12.06	1.086	0.856	19.84	269.684	13.59	15	CV
6.5.4	90.23	10.65	0.959	0.862	21.365	265.639	12.43	15	CV
3.2.1	73.69	9.42	0.848	0.869	23.17	243.296	10.50	15	CV
RDC	76.75	9.42	0.848	0.869	23.17	243.296	10.50	15	CV

## Chapitre VI : Ferrailage des poutres

---

### ✓ Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :

#### ➤ En travées :

NIV	$M_s^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
12.11.10	57.79	3.39	0.353	0.907	39.65	587.34	14.81	15	CV
9.8.7	52.40	3.39	0.353	0.907	39.65	532.56	13.43	15	CV
6.5.4	42.95	3.39	0.353	0.907	39.65	436.52	11.00	15	CV
3.2.1	28.72	3.39	0.353	0.907	39.65	291.89	7.36	15	CV
RDC	8.73	3.39	0.353	0.907	39.65	88.72	2.23	15	CV

#### ➤ Aux appuis :

NIV	$M_s^{max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
12.11.10	67.51	9.24	0.962	0.862	21.10	264.873	12.55	15	CV
9.8.7	58.45	9.24	0.962	0.862	21.10	229.327	10.86	15	CV
6.5.4	44.83	8.01	0.834	0.869	23.31	201.264	8.63	15	CV
3.2.1	28.87	8.01	0.721	0.876	25.48	111.20	4.36	15	CV
RDC	10.62	4.62	0.481	0.895	32.85	80.261	2.44	15	CV

### c ) Etat limite de déformation :

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

D'après les règles du **BAEL91**, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$A_s$  : Armatures adoptée en travée.

$f_e$ : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

$M_t$  : Moment max à l'ELS.

$M_0$ : Moment max isostatique.

✓ Sens principale :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{4.62}{30 \times 37} = 0.0041 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{37.22}{10 \times 45.95} = 0.081 \rightarrow \mathbf{CV}$$

✓ Sens secondaire:

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0.0875 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{7.70}{30 \times 32} = 0.008 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{57.79}{10 \times 67.84} = 0.085 \rightarrow \mathbf{CV}$$

**Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

### VII) Ferrailage des poteaux :

#### VII-1 ) Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

Sous les combinaisons :

$$1.35 G + 1.5 Q \longrightarrow \text{ELU.}$$

$$G + Q \longrightarrow \text{ELS.}$$

$$G + Q \pm E \longrightarrow \text{RPA 99 révisé 2003.}$$

$$0.8 G \pm E \longrightarrow \text{RPA 99 révisé 2003.}$$

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment

qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

#### VII-2 ) Recommandation du RPA 2003 :

##### ✓ Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

➤ Le pourcentage minimal d'armatures sera **0,8%bh (en zone II<sub>a</sub>)** :

$$\text{-Poteaux (45} \times \text{45) : } A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (40} \times \text{40) : } A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (35} \times \text{35) : } A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (30} \times \text{30) : } A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (25} \times \text{25) : } A_{\min} = 0,008 \times 25 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$$

## VII : Ferrailage des poteaux

---

➤ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6% bh (en zone II<sub>a</sub>)** :

-Poteaux (45× 45) :  $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40× 40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35× 35) :  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

-Poteaux (30× 30) :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

-Poteaux (25× 25) :  $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 25 = 37.5 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximal en zone courante sera **4% bh (en zone II<sub>a</sub>)** :

-Poteaux (45× 45) :  $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40× 40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35× 35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

-Poteaux (30× 30) :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

-Poteaux (25× 25) :  $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 25 = 25 \text{ cm}^2$

➤ Le diamètre minimal est de **12mm**,

➤ La longueur minimale de recouvrement est de **40φ (zone II<sub>a</sub>)**,

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone II<sub>a</sub>).

✓ **Armatures transversales (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2) :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- Positionner les armatures longitudinales.

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

## VII : Ferrailage des poteaux

---

**Vu** : effort tranchant de calcul.

**ht** : hauteur totale de la section brute.

**fe** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**$\rho_a$**  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \quad \rightarrow \quad \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \quad \rightarrow \quad \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

**$\lambda_g$**  : l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

**a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

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

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(10 \phi_1 ; 15\text{cm}) \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq 15\phi_1 \quad \text{en zone courante}$$

**$\phi_1$**  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armature transversale minimale  $\frac{A_t}{b S_t}$  en % est donnée comme suit :

-si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$

-si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\%$

-si  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{min} = 0.8\%$  Interpolation entre les valeurs limites précédentes

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\phi > 12\text{mm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### VII-3 ) Calcul du ferrailage à L'ELU :

#### VII-3-1 ) Etapes de calcul :

Pour la détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

✓ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivante est satisfaite :

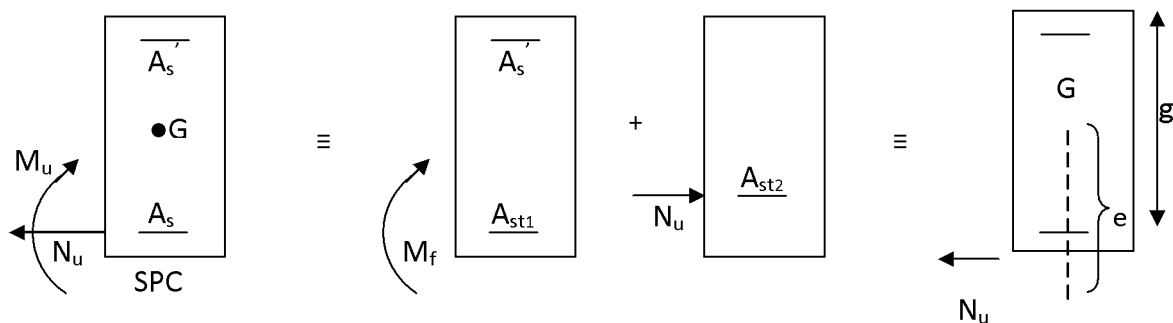
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$M_f$  : moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



**Figure VII .1 De calcul en flexion composée.**

- Calcul des armatures:

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

si  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

D'où la section réelle est :

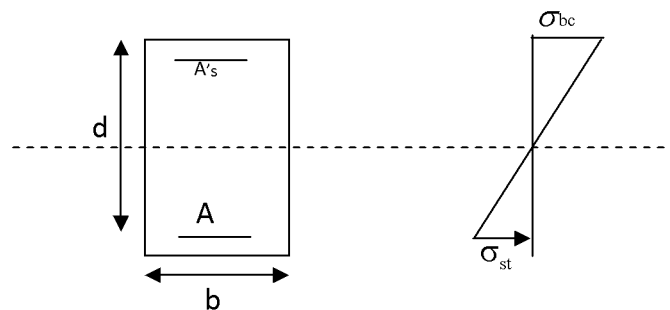
$$A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \text{ si l'effort est négatif}$$

si  $\mu \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow SDA$

On calcul :

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



**Figure VII .2 Distribution des contraintes.**

Avec :

$M_l$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

## VII : Ferrailage des poteaux

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

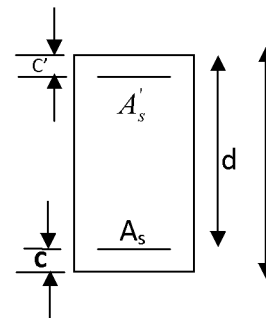
- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$



- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d :

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} < N_u(d - c') < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

- Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

## VII : Ferrailage des poteaux

---

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

## VII : Ferrailage des poteaux

U :

<b>M (KN.m)</b>	<b>e(m)</b>	<b>obs</b>	<b>M<sub>r</sub> (KN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>obs</b>	<b>β</b>	<b>A<sub>stf</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>st</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>Choix</b>	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
10.70	0.027	SPC	47.142	0.274	SSA	0.836	7.36	0	5	3HA12	3.39
14.98	0.454	SPC	18.110	0.105	SSA	0.944	2.50	1.55	5		
28.85	0.414	SPC	35.46	0.206	SSA	0.883	5.24	3.23	5		
19.15	0.024	SPC	111.812	0.360	SSA	0.765	15.55	0	7.20	3HA14	4.62
14.07	0.405	SPC	18.231	0.058	SSA	0.970	2.00	1.003	7.20		
46.41	0.181	SPC	77.116	0.248	SSA	0.855	9.59	2.23	7.20		
25.25	0.021	SPC	198.261	0.389	SSA	0.736	24.18	0	9.80	3HA16	6.03
19.77	0.326	SPC	28.558	0.056	SSA	0.971	2.64	0.89	9.80		

## VII : Ferrailage des poteaux

59.25	0.125	SPC	126.86	0.249	SSA	0.854	13.33	0	9.80		
26.08	0.017	SPC	281.477	0.361	SSA	0.764	28.61	0	12.80	3HA16	6.03
26.64	0.424	SPC	37.299	0.047	SSA	0.975	2.97	1.16	12.80		
65.54	0.164	SPC	133.315	0.171	SSA	0.905	11.44	0	12.80		
17.55	0.011	SPC	315.91	0.280	SSA	0.832	25.97	0	16.20	3HA20	9.42
16.32	0.248	SPC	29.139	0.025	SSA	0.987	2.01	0.12	16.20		
43.11	0.026	SPC	360.67	0.359	SSA	0.765	32.25	0	16.20		

## VII : Ferrailage des poteaux

e(m)	obs	M <sub>f</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>stf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>	Choix	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
0.50	SPC	55.93	0.325	SSA	0.796	9.17	0	5	3HA12	3.39
0.518	SPC	20.20	0.117	SSA	0.937	2.81	1.86	5		
0.280	SPC	33.423	0.194	SSA	0.891	4.89	2.32	5		
0.033	SPC	118.79	0.382	SSA	0.743	17.01	0	7.20	3HA14	4.62
0.575	SPC	24.111	0.077	SSA	0.959	2.67	1.67	7.20		
0.195	SPC	60.167	0.193	SSA	0.891	7.18	1.70	7.20		
0.022	SPC	199.321	0.391	SSA	0.733	24.41	0	9.80	3HA16	6.03
0.301	SPC	27.07	0.053	SSA	0.972	2.50	0.75	9.80		
0.129	SPC	98.67	0.193	SSA	0.936	9.46	0	9.80		

## VII : Ferrailage des poteaux

<b>0.012</b>	<b>SPC</b>	<b>273.97</b>	<b>0.352</b>	<b>SSA</b>	<b>0.772</b>	<b>27.56</b>	<b>0</b>	<b>12.80</b>	<b>3HA16</b>	<b>6.03</b>
<b>0.495</b>	<b>SPC</b>	<b>41.739</b>	<b>0.053</b>	<b>SSA</b>	<b>0.972</b>	<b>3.33</b>	<b>1.52</b>	<b>12.80</b>		
<b>0.073</b>	<b>SPC</b>	<b>140.551</b>	<b>0.180</b>	<b>SSA</b>	<b>0.900</b>	<b>12.12</b>	<b>0</b>	<b>12.80</b>		
<b>0.008</b>	<b>SPC</b>	<b>310.920</b>	<b>0.275</b>	<b>SSA</b>	<b>0.835</b>	<b>25.47</b>	<b>0</b>	<b>16.20</b>	<b>3HA20</b>	<b>9.42</b>
<b>0.443</b>	<b>SPC</b>	<b>41.940</b>	<b>0.037</b>	<b>SSA</b>	<b>0.981</b>	<b>2.92</b>	<b>1.03</b>	<b>16.20</b>		
<b>0.027</b>	<b>SPC</b>	<b>346.27</b>	<b>0.307</b>	<b>SSA</b>	<b>0.810</b>	<b>29.24</b>	<b>0</b>	<b>16.20</b>		

### VII-4 ) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

Deux cas peuvent se présenter ; en flexion composée et à l'ELS :

$$\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé .

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$  .

$l_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \cdot l_c^2 - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

## VII : Ferrailage des poteaux

---

$$q = -2.l_c^3 - 6.n.A_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- si  $\Delta \geq 0$ :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $u = \sqrt[3]{t}$ ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$
- si  $\Delta < 0$ :  $\Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

Donc :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée:**

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b h + 15(A_s + A'_s)$$

## VII : Ferrailage des poteaux

---

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{bh^2}{2} + 15(A_s c + A_s' d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_1 - c)^2 + A_s'(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Puisque:

$$\sigma_{b1} > \sigma_{b2} \text{ donc il suffit de vérifier que } \sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$N_s$  : Effort de compression à l'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS.

$B_0$  : Section homogénéisée ( $B_0 = b \cdot h + 15 A_s$ ).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

### VII-5 ) Armatures transversals:

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte :  $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

### VII-5 -1) Recommandations du RPA 99/Version 2003 :

✓ Espacement des armatures:

- En zone nodale:

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ Longueurs de recouvrement:

## VII : Ferrailage des poteaux

---

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

### ✓ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{-si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t b$$

$$\text{-si } \lambda_g \geq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t b$$

-si  $3 \leq \lambda_g \leq 4 \rightarrow$  interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

**b, h** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \qquad I_f = 0.7L_0$$

$$\text{- Poteau de } 25 \times 25 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{25} \times 0.7 \times 266 = 25.80$$

$$\text{- Poteau de } 30 \times 30 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 266 = 21.50$$

$$\text{- Poteau de } 35 \times 35 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 266 = 18.42$$

$$\text{- Poteau de } 40 \times 40 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 266 = 16.12$$

$$\text{- Poteau de } 45 \times 45 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} I_f \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 383 = 20.63$$

On remarque que  $\lambda > 5$  alors la quantité minimale d'armatures :

### -En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ ) :

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### -En zone courante ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ) :

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

## VII : Ferrailage des poteaux

---

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02\text{cm}^2 > 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CNV}$$

La section minimale du RPA n'est pas vérifiée au niveau des poteaux du RDC et donc pour satisfaire cette condition nous diminuons l'écartement des cadres (**St = 12cm**) :

$$A_t = 0.3\% S_t b \rightarrow 0.003 \times 12 \times 45 = 1.62\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Delimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

**-Poteaux RDC:**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{423}{6}; 45; 45; 60\right) = 70.5\text{cm}$$

**-Poteaux étages courants :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60\right) = 60\text{cm}$$

## VII : Ferrailage des poteaux

S :

m	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
max	279.58	1.61	0.005	SEC	4.61	15	CV
min	95.32	3.53	0.037	SEC	2.70	15	CV
max	268.96	9.95	0.036	SEC	7.61	15	CV
max	562.10	3.07	0.005	SEC	6.41	15	CV
min	89.77	4.25	0.047	SEC	1.77	15	CV
max	323.69	14.02	0.043	SEC	6.13	15	CV
max	868.35	4.25	0.0048	SEC	7.13	15	CV
min	146.38	0.97	0.006	SEC	1.23	15	CV
max	437.92	24.72	0.056	SEC	6.44	15	CV

## VII : Ferrailage des poteaux

---

max	<b>1211.19</b>	<b>6.70</b>	<b>0.005</b>	<b>SEC</b>	<b>7.74</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
min	<b>264.24</b>	<b>2.10</b>	<b>0.0079</b>	<b>SEC</b>	<b>1.74</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
max	<b>752.90</b>	<b>25.50</b>	<b>0.033</b>	<b>SEC</b>	<b>6.65</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
max	<b>1377.47</b>	<b>2.77</b>	<b>0.002</b>	<b>SEC</b>	<b>6.51</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
min	<b>410.36</b>	<b>3.15</b>	<b>0.0076</b>	<b>SEC</b>	<b>2.07</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
max	<b>869.77</b>	<b>27.01</b>	<b>0.031</b>	<b>SEC</b>	<b>5.6</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>

## VII : Ferrailage des poteaux

m	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	obs	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Verification
max	279.58	8.00	0.028	SEC	7.38	15	CV
min	95.32	3.16	0.033	SEC	2.69	15	CV
max	146.20	5.95	0.04	SEC	4.58	15	CV
max	562.10	8.87	0.015	SEC	7.56	15	CV
min	89.77	3.60	0.04	SEC	1.64	15	CV
max	220.66	11.02	0.049	SEC	4.47	15	CV
max	868.35	7.22	0.008	SEC	7.51	15	CV
min	146.38	1.61	0.010	SEC	1.31	15	CV
max	398.49	17.13	0.042	SEC	5.18	15	CV

## VII : Ferrailage des poteaux

---

max	<b>1211.19</b>	<b>3.91</b>	<b>0.003</b>	<b>SEC</b>	<b>7.50</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
min	<b>264.24</b>	<b>2.39</b>	<b>0.009</b>	<b>SEC</b>	<b>1.76</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
max	<b>491.05</b>	<b>18.84</b>	<b>0.038</b>	<b>SEC</b>	<b>1.62</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
max	<b>1377.47</b>	<b>1.31</b>	<b>0.0009</b>	<b>SEC</b>	<b>6.42</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
min	<b>410.36</b>	<b>2.83</b>	<b>0.006</b>	<b>SEC</b>	<b>2.05</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>
max	<b>1050.66</b>	<b>18.19</b>	<b>0.017</b>	<b>SEC</b>	<b>5.91</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>

## VII : Ferrailage des poteaux

### Conclusion :

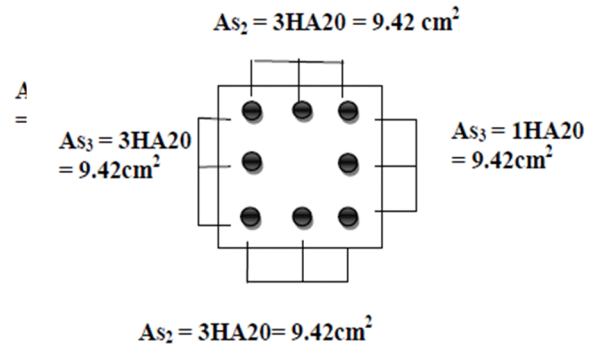
On a opté pour le ferrailage suivant :

#### -Poteaux (45 x 45) : 8 HA20

La section totale de :

$$8HA20 = 25.13\text{cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s\text{ min}} = 16.20\text{ cm}^2$ )

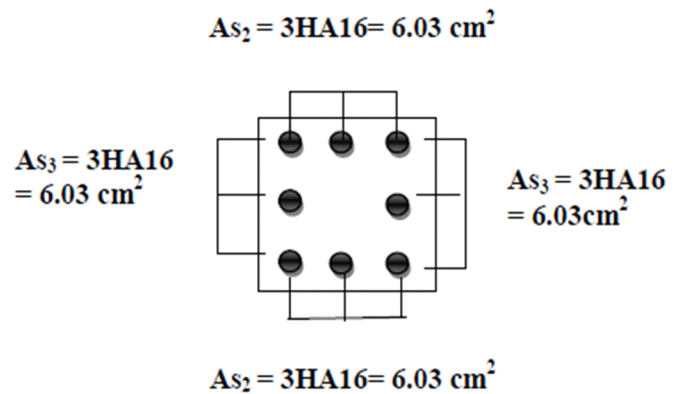


#### -Poteaux (40 x 40) : 8 HA16

La section totale de :

$$8HA16 = 16.08\text{cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s\text{ min}} = 12.80\text{ cm}^2$ )

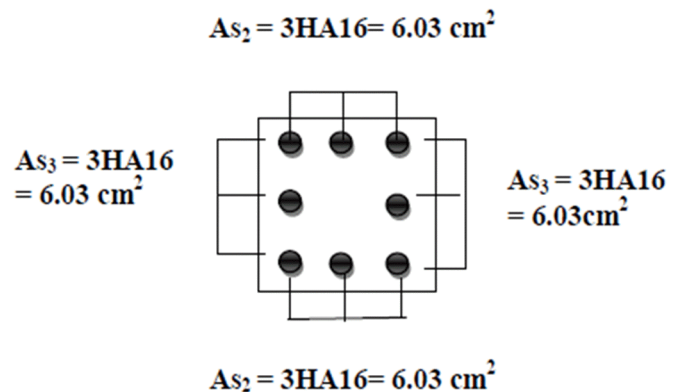


#### -Poteaux (35 x 35) : 8HA 16.

La section totale de :

$$8HA\ 16 = 16.08\text{ cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s\text{ min}} = 9.80\text{ cm}^2$ )



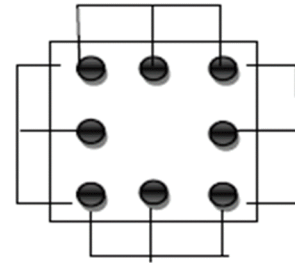
## VII : Ferrailage des poteaux

### -Poteaux (30 x 30) : 8HA 14.

La section totale de 8HA 14= 12.31 cm<sup>2</sup> est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \min} = 7.20 \text{ cm}^2$ )

$$A_{s3} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$



$$A_{s3} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

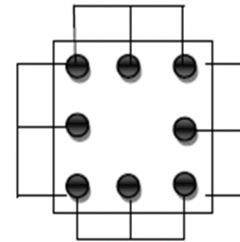
$$A_{s2} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

### -Poteaux (25 x 25) : 8HA12.

La section totale de 8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup> est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \min} = 5 \text{ cm}^2$ )

$$A_{s3} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$



$$A_{s3} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

### VIII) Ferrailage des voiles :

#### VIII-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à 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 aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en cinq zones :

- **Zone I** : RDC.
- **Zone II** : 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III** : 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage.
- **Zone IV** : 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage
- **Zone V** : 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> et 12<sup>ème</sup> étage.
- 

#### VIII-1-1) combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91  $\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$

#### VIII-1-2) Comportement d'un voile :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

### VIII-2) Ferrailage des voiles:

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. cette méthode se fait pour une bande de largeur (d), elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

#### VIII-2-1) Détermination des diagrammes des contraintes :

On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

I : inertie du voile.

L : la longueur du voile.

B : section du béton.

V et V' : bras de levier  $\rightarrow V=V' = \frac{L_{voile}}{2}$

On découpe les diagrammes obtenus en bandes de largeur « d » :

D'après le RPA 99 (Art. 7.7.4) :  $\rightarrow d \leq \left(\frac{h_e}{2}; 2 \frac{l_c}{3}\right)$

Avec :

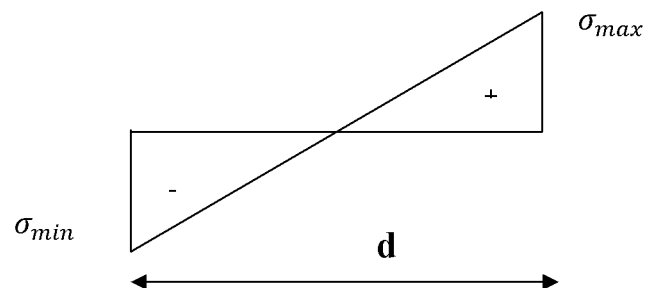
$l_c$  : Longueur de la partie comprimée.

$h_e$  : La hauteur libre du voile

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus :

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot l$$

La longueur de la zone tendue est :  $L_t = L - l_c$



## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

### ✓ Section entièrement comprimé (SEC) :

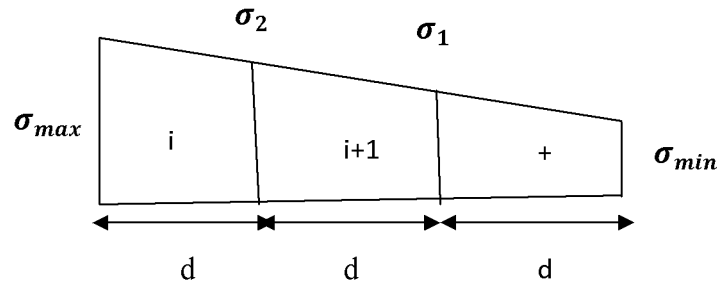
L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

$e$  : épaisseur du voile.

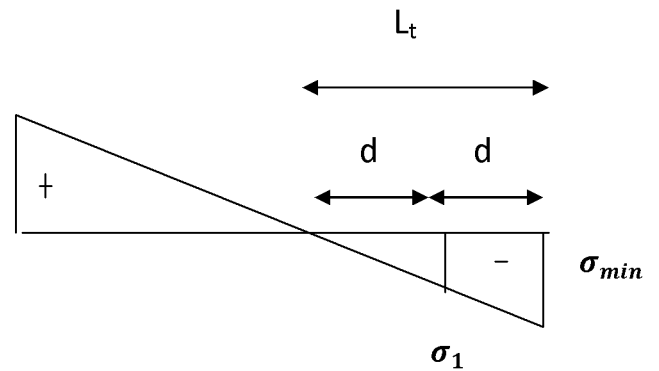


### ✓ Section partiellement comprimée (SPC) :

L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

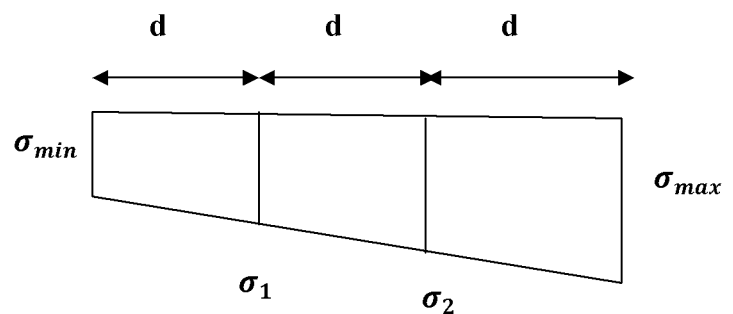
$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



### ✓ Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



### VIII-2-2) Détermination des armatures :

#### a) Armatures verticales :

##### ✓ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

**b** : section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

##### ➤ Armatures minimales (Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99):

$$A_{min} \geq 4cm^2$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

##### ✓ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

##### ➤ Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}, 0.005B \right\}$$

##### ✓ Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}, 0.005 B \right\}$$

**b) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$  et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- D'après le (BAEL 91) :

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

- D'après le (RPA 99/2003) :

$A \geq 15\% B h^3$  → Globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10\% B h^3$  → En zone courante.

Avec :

**B** : Section du béton

**A<sub>v</sub>** : Section d'armature verticale

**c) Armature de couture :**

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 :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

**T** : Effort tranchant calculé 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.

**d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient 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.

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

### a) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

#### ✓ Dispositions constructives :

##### ➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec :

$e$  = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

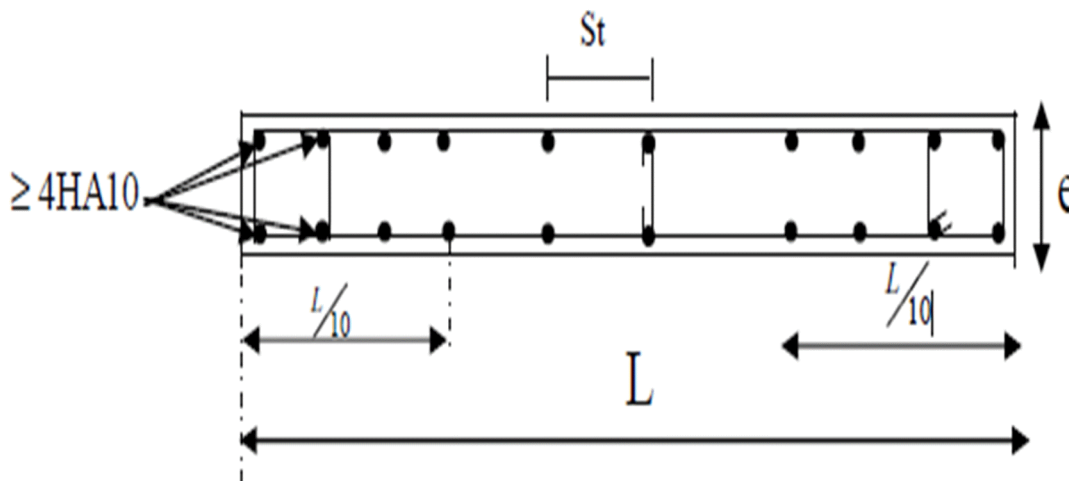


Fig. VIII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### ➤ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales selon **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)** à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10}$$

## VIII-3) Vérifications :

### VIII-3-1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_c = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

**N<sub>s</sub>** : Effort normal appliqué

**B** : Section du béton

**A** : Section d'armatures adoptée (verticales).

### VIII-3-2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4 T}{e.d} \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

**d** : Hauteur utile (**d = 0.9 h**)

**h** : Hauteur totale de la section brute

- Selon le BAEL 91 :

$$\tau_{u=\frac{v_u}{b.d}} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$ : contrainte de cisaillement.

### VIII-4) Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul le voile transversal (VT1 ; VT5) (zone V) :

#### ✓ Caractéristiques géométriques :

$$L = 2 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = e \times L = 0.2 \times 2 = 0.4 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

$$I_y = \frac{e L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2^3}{12} = 0.133 \text{ m}^4$$

#### ✓ Sollicitation de calcul :

$$M = 162.4 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 1208.95 \text{ KN}$$

$$N_{min} = 164.58 \text{ KN}$$

$$N_S = 651.99 \text{ KN}$$

$$V_u = 67.16 \text{ KN}$$

#### ✓ Détermination des diagrammes des contraintes:

Pour  $N_{max}$  ,  $N_{min}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{1208.95}{0.4} + \frac{162.4 \times 1}{0.133} = 4243.427 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{164.58}{0.4} - \frac{162.4 \times 1}{0.133} = -809.602 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max} &= 4243.427 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} &= -809.602 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{aligned} \right\} \text{ La section est partiellement}$$

✓ **Largeur de la zone comprimée :**

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot l = \frac{4243.427}{4243.427 + 809.602} \times 2 = 1.679 \text{ m}$$

✓ **Largeur de la zone tendue :**

Ce qui donne :  $L_t = L - L_c = 2 - 1.679 = 0.321 \text{ m}$

✓ **Calcul de la largeur des bandes « d » :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{3.06 - 0.40}{2}, \frac{2 \times 1.679}{3}\right) = 1.11 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d).

On adopte  $d = 1.10 \text{ m}$

✓ **Calcul de la contrainte  $\sigma_1$  :**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{min}}{l_t} = 1964.73 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Détermination des efforts normaux " $N_1, N_2$ " :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = 305.176 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{d\sigma_1}{2} e = 216.120 \text{ KN}$$

### VIII-4-1) Calcul des armatures :

#### a) Armature verticale :

$$A_{v1} = \frac{N_{u1}}{\sigma_s} = \frac{305.176 \times 10^3}{348} = 8.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_{u2}}{\sigma_s} = \frac{216.120 \times 10^3}{348} = 6.21 \text{ cm}^2$$

#### b) Armature minimales :

$$A_{min} = \max\left(0.2\% B, \frac{B f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{0.2}{100} \times 1.10 \times 0.20 \times 10^6, \frac{1.10 \times 0.20 \times 10^6 \times 2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(4.4 \text{ cm}^2, 11.55 \text{ cm}^2)$$

Donc :  $A_{min} = 11.55 \text{ cm}^2$

#### c) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$A_h \geq 0.15\% B = 6 \text{ cm}^2$$

Soit  $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

#### d) Armatures transversales ART(7.7.4.3/RPA99 VERSION 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8

#### e) Armatures de couture ART(7.7.4.3/RPA99 VERSION 2003) :

$$A_{vj} \geq 1.1 \times \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4 V_u \quad ; \quad V_u = 67.16 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 67.16 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.76 + \frac{2.58}{4} = 9.40 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.21 + \frac{2.58}{4} = 6.85 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A_1 = 7HA14 = 10.77 \text{ cm}^2$$

**VIII-4-2) Vérification des contraintes de cisaillement :**

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{67.16 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 0.186 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- RPA révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d} = \frac{67.16 \times 1.4 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 0.261 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

### VIII-4-3) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_s = 4720.68 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A_s} = \frac{651.99 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 10.77 \times 10^2} = 1.566 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.566 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

### Remarque :

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux qui suivent :

### VIII-5) Ferrailage des voiles :

		Ferrailage des voiles (VT1 ; VT5)				
Caractéristiques Géométriques	Zone	I	II	III	IV	V
	L(m)	2	2	2	2	2
	e(m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	B(m <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	I(m <sup>4</sup> )	0.133	0.133	0.133	0.133	0.133
	V=V'=L/2(m)	1	1	1	1	1
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	1618.68	1421.43	1347.45	1282.43	1208.95
	N <sub>min</sub> (KN)	324.06	307.05	253.82	210.59	164.58
	M(KN)	827	493.8	338.2	187.6	162.4
	N <sub>ser</sub> (KN)	1001.01	1021.05	924.03	744.30	651.99
	T(KN)	69.90	50.60	53.46	51.98	67.16
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	10264.745	7266.356	5911.482	4616.601	4243.427
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-5407.895	-2945.156	-1098.307	-884.051	-809.602
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub> (m)	1.309	1.423	1.686	1.678	1.679
	L <sub>t</sub> (m)	0.691	0.577	0.314	0.322	0.321
	d(m)	0.80	0.90	1.10	1.10	1.10
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-853.054	-1648.674	-2749.265	-2135.999	-1964.73

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

	$N_1(\text{KN})$	500.875	413.444	423.232	332.205	305.176	
	$N_2(\text{KN})$	68.244	148.380	302.419	234.959	216.120	
<b>Ferrailage</b>	$A_{V1}/\text{bande (cm}^2)$	14.39	11.88	12.16	9.54	8.76	
	$A_{V2}/\text{bande (cm}^2)$	1.96	4.26	8.69	6.75	6.21	
	$A_{\text{min}}/\text{bande (cm}^2)$	8.40	9.45	11.55	11.55	11.55	
	$A_{Vj}(\text{cm}^2)$	2.69	1.94	2.05	2.00	2.58	
	$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} (\text{cm}^2)$	15.06	12.36	12.05	10.04	9.40	
	$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} (\text{cm}^2)$	2.63	4.74	9.20	7.25	6.85	
<b>Chois par bande</b>	<b>Bande 1</b>	2*3HA20	2*3HA20	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16	
	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	18.84	18.84	12.06	12.06	12.06	
	<b>Bande 2</b>	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	
	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	11.3	11.3	11.3	11.3	11.3	
<b>Espacement</b>	<b>Bande 1</b>	8 cm	8 cm	8cm	8cm	8cm	
	<b>Bande 2</b>	16 cm	16 cm	16cm	16cm	16cm	
<b>Armatures horizontales /nappe</b>	$A_h (\text{cm}^2)$	4.02	3.85	3.08	2.82	2.82	
	$A_{h \text{ min}} (\text{cm}^2)$	6	6	6	6	6	
	<b>Choix de section /ml</b>	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	
	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	
	<b>Espacement(cm)</b>	16	16	16	16	16	
<b>Armatures transversales</b>	$A_t(\text{cm}^2)$	4 épingles HA8/ml					
<b>Vérification des contraintes</b>	$\bar{\tau}_u = 2.5(\text{MPa})$	$\tau_u$	0.194	0.140	0.148	0.144	0.186
	$\bar{\tau}_b = 5(\text{MPa})$	$\tau_b$	0.271	0.196	0.207	0.202	0.261
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}$	2.360	2.413	2.20	1.785	1.563

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Ferrailage des voiles (VL4)						
Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V
	L(m)	1	1	1	1	1
	e(m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	B(m <sup>2</sup> )	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	I(m <sup>4</sup> )	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
	V=V'=L/2(m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	1545.34	1359.95	1354.61	1330.35	1275.16
	N <sub>min</sub> (KN)	396.54	389.35	375.98	304.63	258.36
	M(KN)	322.8	254.7	170.4	116.1	83.1
	N <sub>ser</sub> (KN)	951.91	986.06	858.11	760.76	991.22
	T(KN)	12.41	14.07	19.71	23.92	31.81
	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	17814.2	14759.125	12098.05	10279.87	8972.67
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	-8104.80	-6012.62	-3445.10	-2104.97	-1305.07
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub> (m)	0.680	0.710	0.778	0.830	0.873
	L <sub>t</sub> (m)	0.32	0.29	0.222	0.17	0.127
	d(m)	0.453	0.473	0.518	0.553	0.582
	$\sigma_1(KN/m^2)$	-3368.55	-3794.17	-4593.46	-4742.37	-4675.64
	N <sub>1</sub> (KN)	519.74	463.86	416.39	378.65	348.07
	N <sub>2</sub> (KN)	152.59	179.46	237.94	262.25	272.12
Ferrailage	A <sub>V1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	14.93	13.32	11.96	10.88	10.00
	A <sub>V2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	4.38	5.15	6.83	7.53	7.81
	A <sub>Vmin</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	4.75	4.96	5.43	5.80	6.11
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.477	0.541	0.758	0.920	1.22
	$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} (cm^2)$	15.04	13.45	12.14	11.11	10.30
	$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} (cm^2)$	4.94	5.28	7.01	7.76	8.11
Chois par nappe	Bande 1	2*2HA25	2*2HA25	2*2HA20	2*2HA20	2*2HA20
	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	19.64	19.64	12.56	12.56	12.56
	Bande 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.30	11.30	11.30	11.30	11.30
Espacement	Bande 1	7cm	7cm	7cm	7cm	7cm
	Bande 2	14cm	14cm	14cm	14cm	14cm
Armatures horizontales/nappe	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.02	3.36	3.03	2.77	2.57
	A <sub>h min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3	3	3	3	3
	Choix/nappe	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10
	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52	3.12	3.12	3.12

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

	Espacement (cm)		20	20	20	20	20
<b>Armatures transversales</b>	$A_t (cm^2)$		4 épingles HA8/ml				
<b>Vérification des contraintes</b>	$\bar{\tau}_u = 2.5$	$\tau_u$	0.068	0.078	0.109	0.132	0.176
	$\bar{\tau}_b = 5$	$\tau_b$	0.096	0.109	0.153	0.186	0.247
	$\bar{\tau}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc}$	4.247	4.419	3.927	3.506	4.568

		Ferrailage des voiles (VT 3)				
		I	II	III	IV	V
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L(m)</b>	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70
	<b>e(m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	<b>B(m<sup>2</sup>)</b>	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
	<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081
	<b>V=V'=L/2(m)</b>	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	1991.30	1862.80	1850.08	1663.72	1331.61
	<b>N<sub>min</sub>(KN)</b>	266.89	250.36	244.75	234.37	224.51
	<b>M(KN)</b>	1029	761.9	705.6	584.4	260.9
	<b>N<sub>ser</sub> (KN)</b>	957.22	965.21	945.38	895.60	1003.94
	<b>T(KN)</b>	59.31	156.45	184.79	197.45	251.87
	<b><math>\sigma_{max}</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	16656.64	13474.07	12845.85	11025.88	6654.33
	<b><math>\sigma_{min}</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-10013.17	-7258.89	-6684.59	--5443.26	--2077.51
	<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	1.06	1.10	1.11	1.13	1.29
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0.64	0.60	0.59	0.57	0.41
	<b>d(m)</b>	0.70	0.73	0.74	0.75	0.86
	<b><math>\sigma_1</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-938.73	-1572.75	-1699.47	-1718.92	-2280.19
	<b>N<sub>1</sub>(KN)</b>	514.75	461.56	410.22	375.50	345.45
	<b>N<sub>2</sub>(KN)</b>	65.71	114.81	125.76	128.91	196.09
	<b>Ferrailage</b>	<b>A<sub>V1</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	14.97	13.26	11.78	10.79
<b>A<sub>V2</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>		1.88	3.29	3.61	3.70	5.63
<b>A<sub>Vmin</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>		7.35	7.66	7.77	7.87	9.03
<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		2.28	6.02	7.11	7.60	9.69
<b>A<sub>1</sub> = A<sub>V1</sub> + <math>\frac{A_{vj}}{4}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		15.54	14.76	13.55	12.63	12.34
<b>A<sub>2</sub> = A<sub>V2</sub> + <math>\frac{A_{vj}}{4}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		2.45	4.79	5.38	5.60	8.05
<b>Chois par bande</b>	<b>Bande 1</b>	2*2HA 25	2*2HA25	2*2HA25	2*2HA20	2*2HA20
	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	19.64	19.64	19.64	12.65	12.65

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

	<b>Bande 2</b>	2*10HA8	2*10HA8	2*10HA8	2*10HA8	2*10HA8	
	$A_{adop}(cm^2)$	10.04	10.04	10.04	10.04	10.04	
<b>Espacement</b>	<b>Bande 1</b>	7cm	7cm	7cm	7cm	7cm	
	<b>Bande 2</b>	14cm	14cm	14cm	14cm	14cm	
<b>Armatures horizontales/nappe</b>	$A_h (cm^2)$	4.02	4.02	3.85	3.85	3.39	
	$A_{h\ min} (cm^2)$	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	
	<b>Choix/nappe</b>	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	
	$A_{adop}(cm^2)$	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65	
	<b>Espacement(cm)</b>	20	20	20	20	20	
<b>Armatures transversales</b>	$A_t(cm^2)$	4 épingles HA8/ml					
<b>Vérification des contraintes</b>	$\overline{\tau_u} = 2.5$	$\tau_u$	0.193	0.511	0.603	0.645	0.823
	$\overline{\tau_b} = 5$	$\tau_b$	0.271	0.715	0.845	0.903	1.152
	$\overline{\tau_{bc}} = 15$	$\sigma_{bc}$	2.628	2.650	2.603	2.466	2.786

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

		<b>Ferrailage des voiles (VT2 ;VL3)</b>					
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>zone</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>V</b>	<b>IV</b>	
	<b>L(m)</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	<b>e(m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	<b>B(m<sup>2</sup>)</b>	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
	<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056
	<b>V=V'=L/2(m)</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	1207.54	1168.62	1145.00	1131.44	1067.41	
	<b>N<sub>min</sub>(KN)</b>	387.05	366.05	349.60	336.31	224.12	
	<b>M(KN)</b>	403.3	400.3	230.8	168.00	106.5	
	<b>N<sub>ser</sub> (KN)</b>	807.94	851.54	833.58	776.53	878.53	
	<b>T(KN)</b>	35.13	34.36	40.89	46.11	82.29	
	<b>σ<sub>max</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	9426.47	9256.56	6907.73	6021.46	4984.37	
	<b>σ<sub>min</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-4111.17	-4140.99	-1925.73	-1128.96	-679.27	
	<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	1.04	1.03	1.17	1.26	1.32	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0.46	0.47	0.33	0.24	0.18	
	<b>d(m)</b>	0.65	0.65	0.75	0.80	0.85	
	<b>σ<sub>1</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-1698.09	-1585.91	-2450.92	-2634.24	-2528.39	
	<b>N<sub>1</sub>(KN)</b>	377.60	372.24	328.24	301.05	272.65	
	<b>N<sub>2</sub>(KN)</b>	110.37	103.08	183.81	210.73	214.91	
<b>Ferrailage</b>	<b>A<sub>V1</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	10.85	10.69	9.43	8.65	7.83	
	<b>A<sub>V2</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	3.17	2.96	5.28	6.05	6.17	
	<b>A<sub>Vmin</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	6.82	6.82	7.87	8.4	8.9	
	<b>A<sub>vj</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.35	1.32	1.57	1.77	3.16	
	<b>A<sub>1</sub> = A<sub>V1</sub> + <math>\frac{A_{vj}}{4}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	11.18	11.02	9.82	9.09	8.62	
	<b>A<sub>2</sub> = A<sub>V2</sub> + <math>\frac{A_{vj}}{4}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.50	3.29	5.60	6.41	6.90	
<b>Chois par bandes</b>	<b>Bande 1</b>	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA14	2*3HA14	
	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	12.06	12.06	12.06	9.24	9.24	
	<b>Bande 2</b>	2*9HA8	2*9HA8	2*9HA8	2*9HA8	2*9HA8	
	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9	9	9	9	9	
<b>Espacement</b>	<b>Bande 1</b>	6cm	6cm	6cm	6cm	6cm	
	<b>Bande 2</b>	12cm	12cm	12cm	12cm	12cm	
<b>Armatures horizontales /nappe</b>	<b>A<sub>h</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	3.08	3.08	2.82	2.82	2.34	
	<b>A<sub>h min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	
	<b>A<sub>h</sub> choix de la section/ml</b>	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

---

	<b>Espacement</b>	20	20	20	20	20	
<b>Armatures transversales</b>	$A_t(cm^2)$	4 épingles de HA8/ml					
<b>Vérification des contraintes</b>	$\overline{\tau}_u = 2.5$	$\tau_u$	0.130	0.127	0.151	0.170	0.3
	$\overline{\tau}_b = 5$	$\tau_b$	0.182	0.178	0.212	0.239	0.426
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc}$	2.53	2.67	2.63	2.45	2.79

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

		<b>Ferrailage des voiles (VT4)</b>				
		<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>V</b>	<b>IV</b>
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>zone</b>					
	<b>L(m)</b>	3	3	3	3	3
	<b>e(m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	<b>B(m<sup>2</sup>)</b>	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	<b>V=V'=L/2(m)</b>	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	1352.47	1201.42	744.84	479.75	302.71
	<b>N<sub>min</sub>(KN)</b>	303.31	254.21	168.57	166.87	151.65
	<b>M(KN)</b>	996.6	200.7	175.2	154.5	130.2
	<b>N<sub>ser</sub> (KN)</b>	571	581.74	480.85	347.38	216.57
	<b>T(KN)</b>	32.25	35.82	34.38	32.7	25.35
	<b>σ<sub>max</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	5576.11	2671.36	1825.4	1314.58	938.51
	<b>σ<sub>min</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-2816.48	-245.31	-303.05	-236.88	-181.25
	<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	1.99	2.74	2.57	2.54	2.51
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1.01	0.26	0.43	0.46	0.49
	<b>d(m)</b>	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	<b>σ<sub>1</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-808.69	-981.24	-613.14	-432.56	-299.61
	<b>N<sub>1</sub>(KN)</b>	471.27	159.45	119.10	87.02	62.51
	<b>N<sub>2</sub>(KN)</b>	105.12	127.56	79.70	56.23	38.94
<b>Ferrailage</b>	<b>A<sub>V1</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	13.53	4.58	3.42	2.50	1.79
	<b>A<sub>V2</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	3.02	3.66	2.29	1.61	1.11
	<b>A<sub>Vmin</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65
	<b>A<sub>vj</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.24	1.37	1.32	1.25	0.97
	<b>A<sub>1</sub> = A<sub>V1</sub> + <math>\frac{A_{vj}}{4}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	13.84	4.92	3.75	2.81	2.03
	<b>A<sub>2</sub> = A<sub>V2</sub> + <math>\frac{A_{vj}}{4}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.33	3.98	2.62	1.92	1.35
<b>Chois par nappe</b>	<b>Bande 1</b>	2*4HA16	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	16.08	6.24	6.24	6.24	6.24
	<b>Bande 2</b>	2*15HA8	2*15HA8	2*15HA8	2*15HA8	2*15HA8
	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	15	15	15	15	15
<b>Espacement</b>	<b>Bande 1</b>	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	<b>Bande 2</b>	16cm	16cm	16cm	16cm	16cm
<b>Armatures horizontales /nappe</b>	<b>A<sub>h</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	3.85	1.56	1.56	1.56	1.56
	<b>A<sub>h min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	9	9	9	9	9
	<b>A<sub>h</sub> choix de la section/ml</b>	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.24	9.24	9.24	9.24	9.24
	<b>Espacement</b>	15	15	15	15	15

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

---

Armatures transversales	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )		4 épingles de HA8/ml				
<b>Vérification des contraintes</b>	$\overline{\tau}_u = 2.5$	$\tau_u$	0.059	0.066	0.063	0.060	0.046
	$\overline{\tau}_b = 5$	$\tau_b$	0.083	0.092	0.089	0.084	0.065
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc}$	0.916	0.954	0.789	0.570	0.355

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

		Ferrailage des voiles (VL1 ;VL2)						
Caractéristiques géométriques		zone	I	II	III	V	IV	
		<b>L(m)</b>	4	4	4	4	4	4
		<b>e(m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
		<b>B(m<sup>2</sup>)</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
		<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066
		<b>V=V'=L/2(m)</b>	2	2	2	2	2	2
Sollicitations de calcul		<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	1508.89	1317.71	860.07	617.22	596.73	
		<b>N<sub>min</sub>(KN)</b>	322.93	277.89	196.32	164.19	150.98	
		<b>M(KN)</b>	1224	1078.8	817.6	448.4	274.4	
		<b>N<sub>ser</sub> (KN)</b>	680.24	671.72	564.98	449.92	434.63	
		<b>T(KN)</b>	48.04	74.92	107.68	142.44	208.56	
		<b>σ<sub>max</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	4182.54	3671.15	2609.04	1612.80	1260.73	
		<b>σ<sub>min</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-1892.77	-1676.65	-1288.55	-636.03	-326.09	
		<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
		<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	2.75	2.74	2.67	2.86	3.17	
		<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1.25	1.26	1.33	1.14	0.83	
		<b>d(m)</b>	1.80	1.30	1.30	1.30	1.30	
		<b>σ<sub>1</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-832.81	-53.22	29.06	-89.26	-184.65	
		<b>N<sub>1</sub>(KN)</b>	490.60	224.88	171.28	94.28	66.39	
<b>N<sub>2</sub>(KN)</b>	149.90	6.91	3.77	11.60	24.00			
Ferrailage		<b>A<sub>V1</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	14.09	6.46	4.92	2.70	1.90	
		<b>A<sub>V2</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	4.30	0.19	0.10	0.33	0.68	
		<b>A<sub>Vmin</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	18.9	13.65	13.65	13.65	13.65	
		<b>A<sub>vj</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.84	2.88	4.14	5.48	8.02	
		<b>A<sub>1</sub> = A<sub>V1</sub> + <math>\frac{A_{vj}}{4}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	14.55	7.18	6.99	4.07	3.905	
		<b>A<sub>2</sub> = A<sub>V2</sub> + <math>\frac{A_{vj}}{4}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.76	0.91	1.13	1.7	2.18	
Chois par nappe		<b>Bande 1</b>	2*4HA16	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA10	2*4HA10	
		<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	16.08	9.04	9.04	9.04	9.04	
		<b>Bande 2</b>	2*6HA8	2*6HA8	2*6HA8	2*6HA8	2*6HA8	
		<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.02	6.02	6.02	6.24	6.24	
Espacement		<b>Bande 1</b>	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	
		<b>Bande 2</b>	26cm	26cm	26cm	26cm	26cm	
Armatures horizontales /nappe		<b>A<sub>h</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	4.02	2.26	1.95	1.56	1.56	
		<b>A<sub>h min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	12	12	12	12	12	
		<b>A<sub>h</sub> choix de la section/ml</b>	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16	
		<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	12.06	12.06	12.06	12.06	12.06	

## Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

	Espacement		15	15	15	15	15
<b>Armatures transversales</b>	$A_t(\text{cm}^2)$		4 épingles de HA8/ml				
<b>Vérification des contraintes</b>	$\overline{\tau}_u = 2.5$	$\tau_u$	0.066	0.104	0.149	0.197	0.289
	$\overline{\tau}_b = 5$	$\tau_b$	0.093	0.145	0.209	0.276	0.405
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc}$	0.825	0.825	0.696	0.555	0.537

### **IX) Etude de l'infrastructure :**

#### **IX-1) Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Ces efforts consistent en :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes,
- une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction,
- un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures; à savoir les fondations superficielles et les fondations profondes.

#### ✓ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées dans les sols à grande capacité portante .Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles continues sous murs.
- les semelles continues sous poteaux.
- les semelles isolées.
- les radiers.

#### ✓ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- les pieux,
- les puits.

#### **IX-2) Etude du sol de fondation :**

L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible du sol égale à 2 bars.

#### **IX-3) Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- la Nature de l'ouvrage à fonder.
- la nature du terrain et sa résistance.
- profondeur du bon sol.
- le tassement du sol.

### IX-4) Dimensionnement :

#### IX-4-1) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1(\text{poteau carée})$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

✓ **Exemple de calcul:**

$$N_{ser} = 2075.91 \text{ KN.} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \quad B = 3.22 \text{ m}$$

✓ **Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il ya lieu d'opter pour des semelles filantes.

#### IX-4-2) Semelles filantes :

✓ **Semelles filantes sous voiles :**

La largeur B est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

**Avec :**

**B** : largeur de la semelle.

**L** : longueur du voile.

**G** et **Q** : charge et surcharge à la base du voile.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

## Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

➤ **Sens longitudinal :**

Voiles	G(KN)	Q(KN)	G+Q	L(m)	B(m)	S=B*L(m <sup>2</sup> )
<b>VL 1</b>	431.84	67.6	499.44	4	0.624	2.496
<b>VL1</b>	417.72	63.76	481.48	4	0.601	2.404
<b>VL2</b>	489.04	79.88	568.92	4	0.711	2.844
<b>VL2</b>	473.84	77.76	551.60	4	0.689	2.756
<b>VL3</b>	240.58	39.11	279.69	1.50	0.776	1.396
<b>VL4</b>	153.66	28.64	182.3	1	0.911	0.911
<b>VL4</b>	151.02	27.92	178.94	1	0.894	0.894
<b>VL4</b>	82.97	10.23	93.20	1	0.466	0.466
<b>VL4</b>	82.47	10.04	92.51	1	0.462	0.462
<b>VL4</b>	85.31	12.66	97.97	1	0.489	0.489
<b>VL4</b>	84.54	12.41	96.95	1	0.484	0.484
						<b>15.542</b>

**Tableau IX .1 : Surface des semelles filantes sous les voiles**

➤ **Sens transversal :**

Voiles	G(KN)	Q(KN)	G+Q	L(m)	B(m)	S=B*L(m <sup>2</sup> )
<b>VT1</b>	233.96	34.12	268.08	2	0.670	1.34
<b>VT1</b>	235.36	36.98	272.37	2	0.680	1.36
<b>VT1</b>	232.90	36.52	269.42	2	0.673	1.346
<b>VT1</b>	234.98	34.58	269.66	2	0.674	1.348
<b>VT2</b>	131.23	16.83	148.06	1.5	0.493	0.739
<b>VT2</b>	130.71	16.60	147.31	1.5	0.491	0.736
<b>VT 3</b>	226.88	37.99	264.87	1.70	0.779	1.324
<b>VT3</b>	200.36	32.82	233.18	1.70	0.685	1.164
<b>VT 4</b>	313.53	46.38	359.91	3	0.599	1.797
<b>VT4</b>	313.02	46.11	359.13	3	0.598	1.794
<b>VT 5</b>	335.5	61.78	397.28	2	0.993	1.986
<b>VT5</b>	306.12	56.84	362.96	2	0.907	1.814
						<b>16.748</b>

**Tableau IX .2 : Surface des semelles filantes sous les voiles**

$$S_v = \Sigma S_i = 32.29 \text{ m}^2$$

Avec :

$S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

- ✓ **Semelles filantes sous poteaux :**
- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- ✓ **Etape de calcul :**

- Déterminer la résultante des charges:  $R = \sum N_i$
- Déterminer la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e \geq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

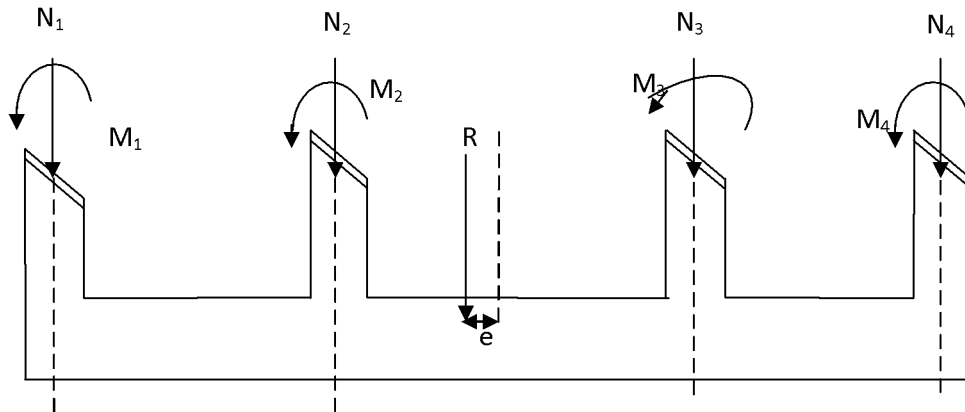
$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$$



**Figure IX.1 Distribution des sollicitations.**

✓ **Application :**

➤ **Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité (portique 2).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	$N_s(G+Q)$ KN	$M_s$ (KN.m)	$e_i$ (m)	$N_s \cdot x_{e_i}$ (KN.m)
<b>1</b>	1625.55	0.15	8.925	14508.03
<b>2</b>	1480.65	1.18	4.275	6329.77
<b>3</b>	1872.87	0.11	0.325	608.68
<b>4</b>	1352.93	0.11	-3.325	-4498.49
<b>5</b>	1054.91	0.3	-6.675	-7041.52
<b>6</b>	1325.96	0.67	-9.825	-13027.55
<b>Somme</b>	<b>8712.87</b>	<b>2.52</b>		<b>-3121.08</b>

**Tableau IX .3 : la résultante des charges**

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-3121.08 + 2.52}{8712.87} = -0.357m$$

- Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0.357m < \frac{L}{6} = \frac{18}{6} = 3m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8712.87}{18} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.357)}{18}\right) = 541.650 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8712.87}{18} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.357)}{18}\right) = 426.446 \text{ KN/m}$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{8712.87}{18} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.357)}{18}\right) = 455.247 \text{ KN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}} = \frac{455.247}{200} = 2.27 \text{ m}$$

On prend **B = 2.5m**.

La surface de la semelle sous poteaux est de :  $2.50\text{m} \times 18\text{m} = 45 \text{ m}^2$ .

La surface totale des semelles sous poteaux est de :  $S_{pt} = n \times S_p$

$$S_p = 45 \times 6 = 270 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 270 + 32.29 = 302.29 \text{ m}^2$

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 407.36 \text{ m}^2$

$$\frac{302.29}{407.36} = 0.74$$

La surface totale des semelles représente **74.20%** de la surface du bâtiment.

✓ **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général.

### IX-4-3) Radier général:

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

#### IX-4-3-1) Pré dimensionnement du radier :

✓ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

✓ Selon la condition forfaitaire :

➤ Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max}$  : distance maximale entre deux voiles successifs ( $L_{max} = 4.40$  cm).

$h$  : épaisseur du radier.

$$\frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \quad \rightarrow \quad 55cm \leq h \leq 88cm$$

On prend :  $h = 70cm$ .

➤ Sous poteaux :

▪ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm.

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 30 \text{ cm}$

▪ Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm$$

On prend  $h_n = 80 \text{ cm}$

Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad \rightarrow \quad 32cm \leq b_n \leq 56cm$$

➤ La condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

-Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

-Le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

**L<sub>e</sub>** : longueur élastique.

**K** : module de raideur du sol, rapporte a l'unité du surface ;  $K=40MPa$  pour un sol moyen.

**I** : l'inertie de section du radier (bande de 1m).

**E** : module de déformation longitudinale déferée :  $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 MPa$

**L<sub>max</sub>** : distance maximale entre deux voiles successifs ( $L_{max} = 4.40 m$ ).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.40\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.88 m$$

On prend : **h<sub>n</sub> = 90 cm**

✓ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

**h<sub>n</sub> = 90cm**..... Hauteur de la nervure.

**h<sub>d</sub> = 30cm**..... Hauteur de la dalle.

**b<sub>n</sub> = 50 cm**..... Largeur de la nervure.

### IX-4-3-2) Détermination des efforts :

✓ **Charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente : **G = 51437.23KN.**

Charge d'exploitation : **Q = 9023.71KN.**

✓ **Combinaison d'actions :**

**ELU**  $1.35G+1.5Q = 82975.825KN$

**ELS**  $G+Q = 60460.94 KN$

✓ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{82975.825}{1.33 \times 200} = 311.939 m^2$$

$$\text{ELS} \quad S_{radier} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{60460,94}{200} = 302,304 \text{ m}^2$$

D'où

$$S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}) = 311,939 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 407,36 \text{ m}^2 > 311,939 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \rightarrow L_{déb} \geq \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{cm}\right) \rightarrow L_{déb} \geq 45\text{cm}$$

Soit un débord de  $L_{déb} = 50\text{cm}$ .

Donc la surface totale du radier est de:

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 407,36 + (22,40 + 18) \times 0,5 \times 2 = 447,76 \text{ m}^2$$

✓ **Calcul des sollicitations a la base du radier:**

➤ **Charges permanentes :**

**-Poids du radier :**

$P_{rad} =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

**-Poids de la dalle** :  $g_1 = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 447,76 \times 0,3 \times 25 = 3358,2 \text{ KN}$

**-Poids des nervures** :  $g_2 = b \times (h_n - h_d) \times \rho_b \times L \times n$ .

$$g_2 = 0,5 \times (0,9 - 0,3) \times 25 \times 22,40 \times 7 + 0,5 \times (0,9 - 0,3) \times 25 \times 18 \times 6 = 1986 \text{ KN}$$

**-Poids de TVO** :  $g_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho_b$ .

Avec :

$$S_{ner} = \frac{1986}{0.5 \times 25} = 158.88 \text{ m}^2$$

$$g_3 = (447.76 - 158.88) \times (0.9 - 0.3) \times 25 = 4333.2 \text{ KN}$$

**-Poids de la dalle flottante :  $g_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$**

$$g_4 = (447.76 - 158.88) \times 0.15 \times 25 = 1083.8 \text{ KN}$$

$$G_{rad\ tot} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4$$

$$G_{rad\ tot} = 3358.2 + 1986 + 4333.2 + 1083.8 = 10761.2 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

**-Surcharge du bâtiment :  $Q_{bat} = 9023.71 \text{ KN}$ .**

**-Surcharge du radier:  $Q_{rad} = 4 \times 447.76 = 1791.04 \text{ KN}$ .**

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 10761.2 + 51437.23 = 62198.43 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 1791.04 + 9023.71 = 10814.75 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

**A l'ELU :  $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 62198.43 + 1.5 \times 10814.75 = 100190 \text{ KN}$ .**

**A l'ELS:  $N_s = G + Q = 62198.43 + 10814.75 = 73013.18 \text{ KN}$ .**

### IX-4-3-3) Vérifications :

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1, 211)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ MPa} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b=100 \text{ cm}$ ,  $d=0.9h_d=27 \text{ cm}$ .

$$T_{max} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{100190 \times 1}{447.76} \times \frac{4.50}{2} = 503.456 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{503.456 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal «**N**» dû aux charges verticales.
- Moment sismique «**M**» rapporté à la base du radier tel que :

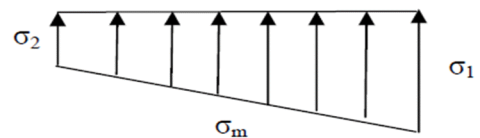
$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

**M**<sub>0</sub>: Moment sismique à la base du bâtiment.

**T**<sub>0</sub>: Effort tranchant à la base du bâtiment.

**h** : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).



**Figure IX.2 Diagramme des contraintes du sol.**

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL}$$

A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

➤ **Calcul du CDG et des moments d'inertie :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 11.333 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = 9.192 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$ : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Les moments d'inertie suivant les deux directions :**

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{22.40 \times 18^3}{12} = 10886.4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b^3 h}{12} = \frac{22.40^3 \times 18}{12} = 16859.136 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des moments :**

▪ **Sens longitudinal :**

**A l'ELU:**

$$M_x = 1315.2 + 1725.31 \times 1.2 = 3385.572 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{100190}{447.76} + \frac{3385.572}{16859.136} \cdot 11.333 = 226.034 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{100190}{447.76} - \frac{3385.572}{16859.136} \cdot 11.333 = 221.482 \text{ KN/m}^2$$

D' où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 226.079 + 221.528}{4} = 224.941 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 224.941 \text{KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{KN/m}^2 \rightarrow CV$$

**A l'ELS:**

$$M_x = 1315.2 + 1725.31 \times 1.2 = 3385.572 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{73013.18}{447.76} + \frac{3385.572}{16859.136} \cdot 11.333 = 165.339 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{73013.18}{447.76} - \frac{3385.572}{16859.136} \cdot 11.333 = 160.787 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 165.339 + 160.787}{4} = 164.201 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 164.201 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{KN/m}^2 \rightarrow CV$$

▪ **Sens transversal :**

**A l'ELU:**

$$M_y = 1704.63 + 1556.368 \times 1.2 = 3572.271 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{100190}{447.76} + \frac{3572.271}{10886.4} \times 9.192 = 226.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{100190}{447.76} - \frac{3572.271}{10886.4} \times 9.192 = 220.74 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 226.77 + 220.74}{4} = 225.26 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 225.26 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{KN/m}^2 \rightarrow CV$$

**A l'ELS:**

$$M_y = 1704.63 + 1556.368 \times 1.2 = 3572.271 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{73013.18}{447.76} + \frac{3572.271}{10886.4} \times 9.192 = 166.079 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{73013.18}{447.76} - \frac{3572.271}{10886.4} \times 9.192 = 160.046 \text{ KN/m}^2$$

D' où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 166.079 + 160.046}{4} = 164.570 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 164.570 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification au poinçonnement (Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

$h$  : épaisseur totale du radier.

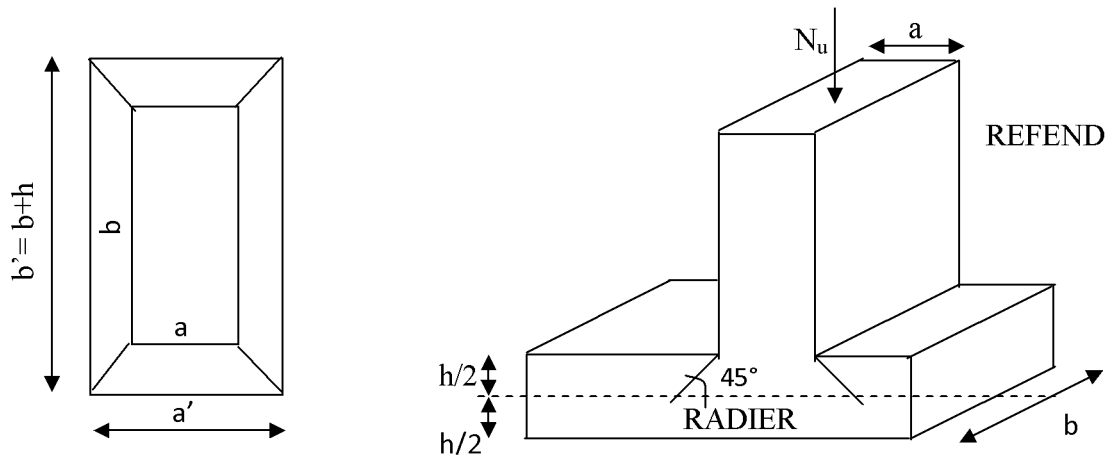


Figure IX.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h)2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.9)2 = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.07 \times 5.4 \times 10^3 \times 0.9 \times 10^3 \times 25}{1.5} = 5670000 \text{ N} = 5670 \text{ KN}$$

$$N_u = 1897.09 \text{ KN} < 5670 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification pour les voiles :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h)2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.9)2 = 6 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.07 \times 6 \times 10^3 \times 0.9 \times 10^3 \times 25}{1.5} = 6300000 \text{ N} = 6300 \text{ KN}$$

$$N_u = 2151.04 \text{ KN} \leq 6300 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

### IX-5) Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Pour le ferrailage, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **BEAL91**.

#### IX-5-1) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis. Nous distinguons deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho < 0.4 \rightarrow$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2<sup>ème</sup> Cas :**  $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \rightarrow \quad L_x < L_y$$

#### ✓ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✓ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

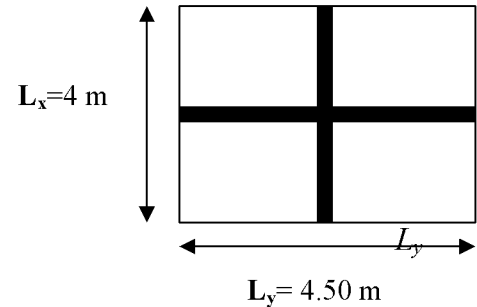
$L_y$ : la grande portée du panneau.

$L_x$ : La petite portée du panneau.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.50} = 0.88$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$  la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



- **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 225.26 - \frac{10761.2}{447.76} = 201.22 \text{ KN/m}^2$$

- **A l'ELS :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 164.570 - \frac{10761.2}{447.76} = 140.53 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul des armatures a l'ELU :**

$$v = 0 ; \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0478 \times 201.22 \times 4^2 = 153.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.740 \times 153.89 = 113.87 \text{ KN.m}$$

✓ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques par les coefficients réducteurs suivants :

**0.75** : pour les moments en travées,

**0.50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,

**0.30** : pour les moments sur appuis de rive.

▪ **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 153.89 = 76.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 113.87 = 56.93 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 153.89 = 46.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 113.87 = 34.16 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 153.89 = 115.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 113.87 = 85.40 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage longitudinal suivant x-x :**

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{46.16 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{46.16 \times 10^6}{0.978 \times 270 \times 348} = 502.32 \text{ mm}^2 = 5.023 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14/ml = 7.69 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 20 cm.

➤ **en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{115.41 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.111 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.111 \rightarrow \beta = 0.941$$

$$A_{ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{115.41 \times 10^6}{0.941 \times 270 \times 348} = 1305.30 \text{ mm}^2 = 13.05 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16/ml = 16.08 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

✓ **Ferrailage transversal suivant y-y :**

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34.61 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{34.61 \times 10^6}{0.983 \times 270 \times 348} = 374.71 \text{ mm}^2 = 3.74 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA14/ml = 6.15 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 20 cm.

➤ **en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{85.40 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.082 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.082 \rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{85.40 \times 10^6}{0.941 \times 270 \times 348} = 949.73 \text{ mm}^2 = 9.49 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA16/ml = 10.05 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 20 cm.

✓ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**IX-5-1-1) Vérifications a l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \omega_0 \times b \times h \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$\omega_0$ : Taux d'aciers minimal égal a 0.8 ‰ pour les HA FeE400.

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left( \frac{3 - 0.88}{2} \right) = 2.544 \text{ cm}^2/ml$$

▪ **Sens xx :**

$$A_u^a = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.544 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.544 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens yy :**

$$A_u^a = 16.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.544 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.544 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements : (RPA99 art 8.2, 42).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

▪ **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{90; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$$

▪ **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{120; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{201.22 \times 4.50}{2} = 452.745 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{452.745 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.67 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### IX-5-1-2) Vérifications à l'ELS:

$$v = 0.2 ; \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.818 \end{cases}$$

#### ➤ Evaluation des moments $M_x, M_y$ :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0549 \times 140.53 \times 4^2 = 123.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.818 \times 123.44 = 100.97 \text{ KN.m}$$

#### ▪ Sens x-x :

Moments sur appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 0.5 \times 123.44 = 61.72 \text{ KN.m}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 0.75 \times 123.44 = 92.58 \text{ KN.m}$

#### ▪ Sens y-y :

Moments sur appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 0.5 \times 100.97 = 50.485 \text{ KN.m}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 0.75 \times 100.97 = 75.727 \text{ KN.m}$

#### ✓ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{tx}}{b d_x} = \frac{100 \times 16.08}{100 \times 27} = 0.595$$

$$\rho_1 = 0.595 \rightarrow \beta = 0.885 \rightarrow K = 28.67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta_1 d_x A_t^x} = \frac{75.727 \times 10^6}{0.885 \times 270 \times 1608} = 197.08 \text{ MPa}$$

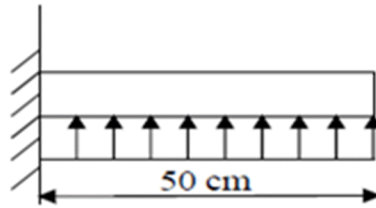
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{197.08}{28.67} = 6.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

#### ✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

### IX-5-2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



**Figure IX.3 Schéma statique du débord.**

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### IX-5-3) Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

✓ **Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

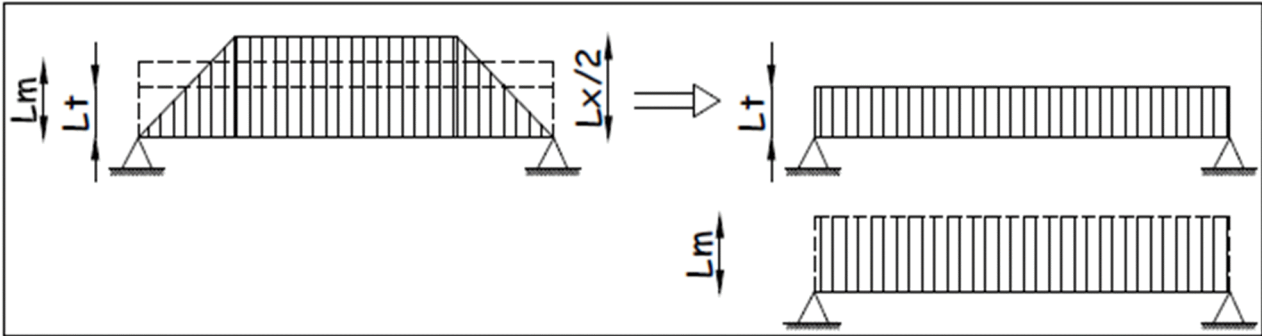


Figure IX.4 Présentation des chargements simplifiés

- **Effort tranchant :**

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

- **Moment fléchissant :**

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

- **Cas de chargement triangulaire :**

$$L_x = L_y = 1$$

- **Effort tranchant :**

$$L_t = 0.25L_x$$

- **Moment fléchissant :**

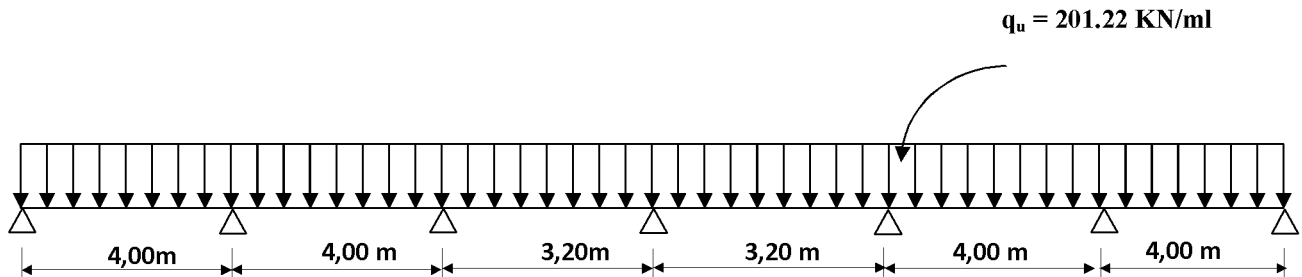
$$L_m = 0.333L_x$$

### IX-5-3-1) Détermination des sollicitations :

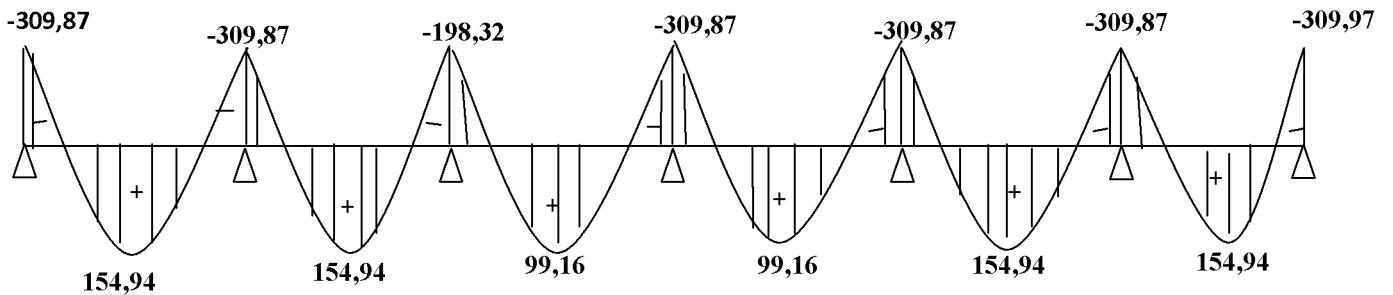
Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel ROBOT, Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

➤ **Sens longitudinal :**

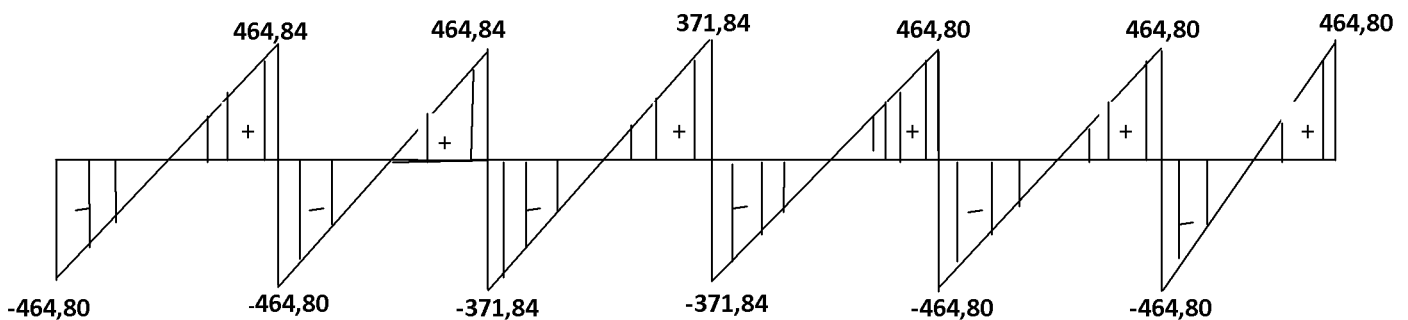
- **A L'ELU :**  $q_u = 201.22 \text{ KN/ml}$



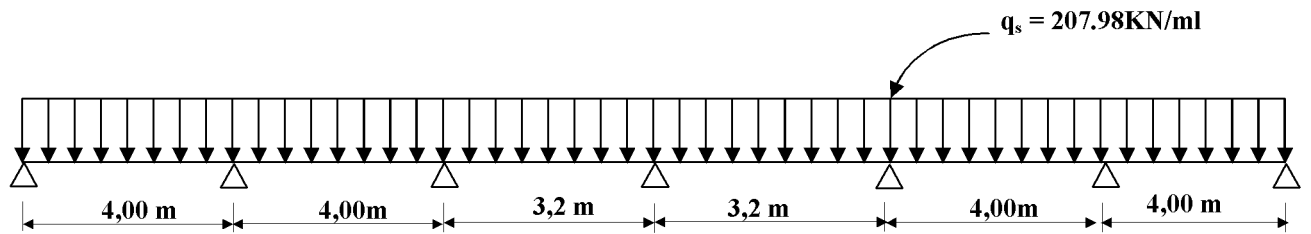
• **Diagramme des moments fléchissant M (KN.m) :**



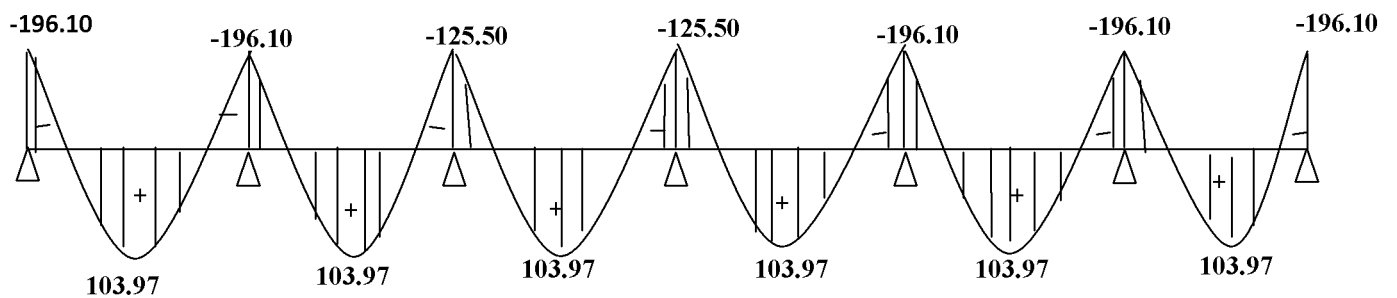
• **Diagramme des efforts tranchant T(KN) :**



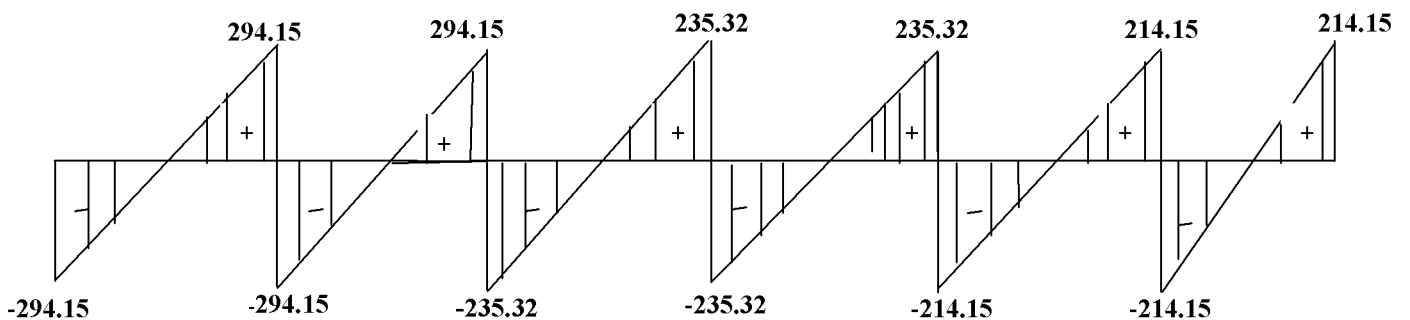
- A L'ELS :  $q_s = 140.53 \text{ KN/ml}$  :



- Diagramme des moments fléchissant M (KN.m) :

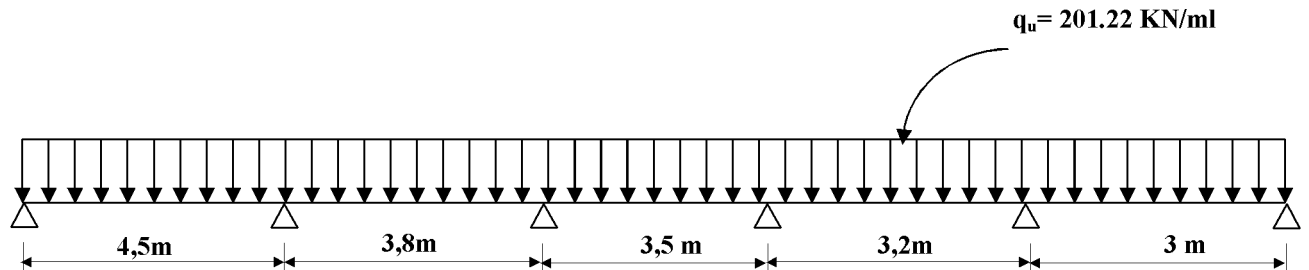


- Diagramme des efforts tranchant T(KN) :

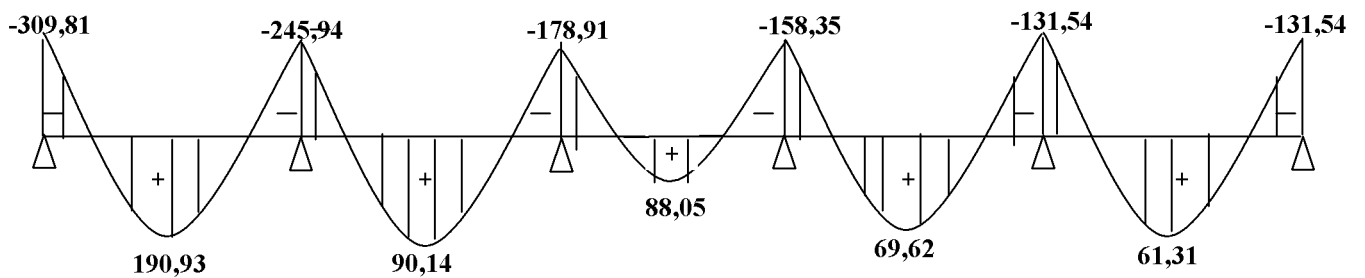


➤ Sens transversal :

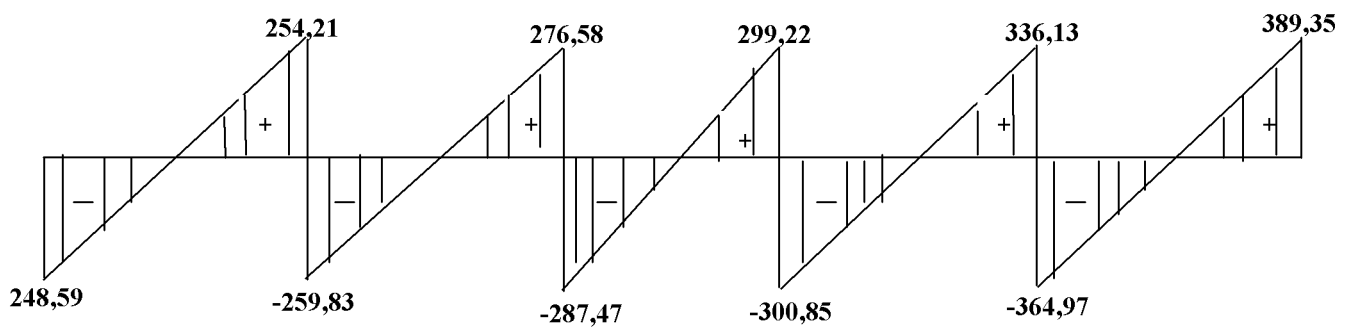
- A L'ELU :  $q_u = 201.22 \text{ KN/ml}$



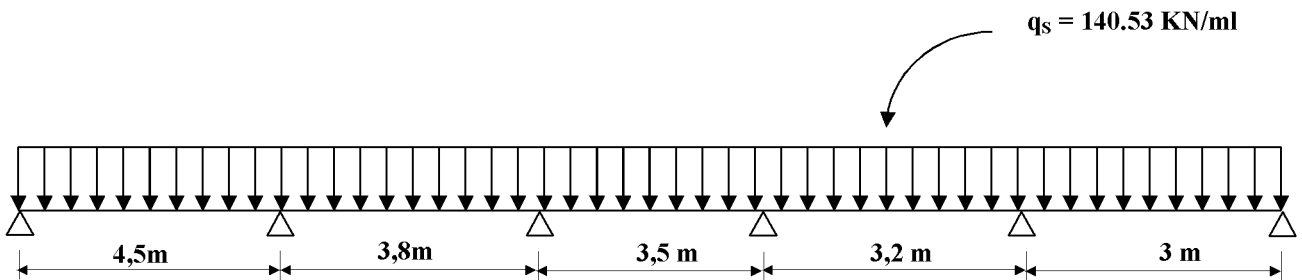
• Diagramme des moments fléchissant M (KN.m) :



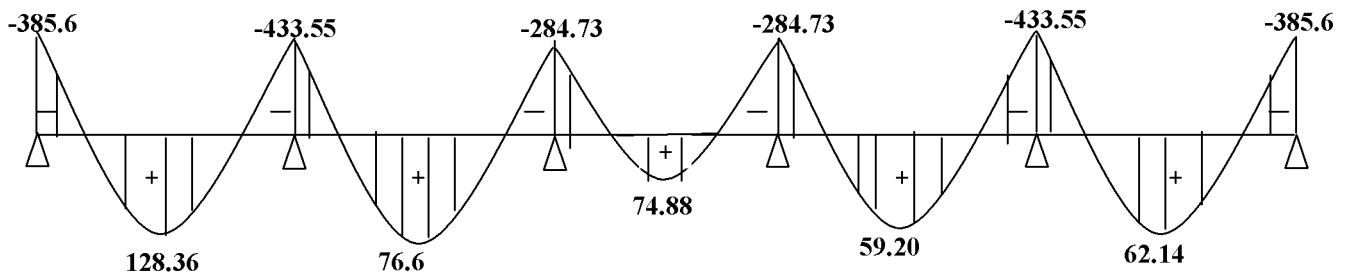
• Diagramme des efforts tranchant T(KN) :



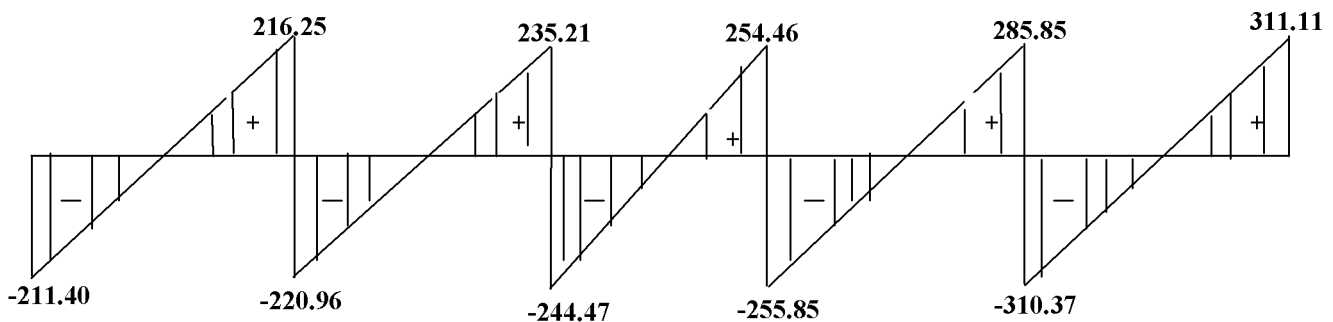
- AL'ELS :  $q_s = 140.53 \text{ KN/ml}$  :



- Diagramme des moments fléchissant  $M$  (KN.m) :



- Diagramme des efforts tranchant  $T$  (KN) :



### IX-5-3-2) Ferrailage:

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

✓ **Armatures longitudinales :**

$$M_{a\ max} = 309.87\ KN.m \quad M_{t\ max} = 154.94\ KN.m$$

$$b = 50\ cm \quad d = 87\ cm \quad f_{bu} = 14.2\ MPa \quad \sigma_{st} = 348\ MPa$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{a\ max}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{309.87 \times 10^6}{500 \times 870^2 \times 14.2} = 0.057 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.057 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{a\ max}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{309.87 \times 10^6}{0.970 \times 870 \times 348} = 1055.13\ mm^2 = 10.55\ cm^2$$

Soit : **4 HA14+4 HA14 = 12.3 cm<sup>2</sup> /ml**

- **en travée :**

$$\mu = \frac{M_{t\ max}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{154.94 \times 10^6}{500 \times 870^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{ut} = \frac{M_{t\ max}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{154.94 \times 10^6}{0.986 \times 870 \times 348} = 519.02\ mm^2 = 5.19\ cm^2$$

Soit : **4 HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup> /ml**

✓ **Armatures transversales :**

$$M_{a\ max} = 309.81\ KN.m \quad M_{t\ max} = 190.9\ KN.m$$

$$b = 50\ cm \quad d = 87\ cm \quad f_{bu} = 14.2\ MPa \quad \sigma_{st} = 348\ MPa$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{309.81 \times 10^6}{500 \times 870^2 \times 14.2} = 0.057 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.057 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{309.87 \times 10^6}{0.970 \times 870 \times 348} = 1055.13 \text{ mm}^2 = 10.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA14+4 HA14=12.3 cm<sup>2</sup> /ml**

- **en travée :**

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{190.9 \times 10^6}{500 \times 870^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.035 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{ut} = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{190.9 \times 10^6}{0.982 \times 870 \times 348} = 642.09 \text{ mm}^2 = 6.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA16=8.04 cm<sup>2</sup> /ml**

**IX-5-3-3) Vérification à l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{adp} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 500 \times 870 \times 2.1}{400} = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{adp} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

- **Aux appuis :**

$$A_{adp} = 12.3 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = 464.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{464.84 \times 10^3}{500 \times 870} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.06 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Armatures transversales :**

➤ **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Avec :

$\phi_l$ : diamètre maximal des armatures longitudinales.

➤ **Espacement des armatures :**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{90}{4}; 12 \times 2\right) = \min(22.5; 24) = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = \mathbf{6HA8} = \mathbf{3.01 \text{ cm}^2}$$

### IX-5-3-4) Vérification à l'ELS :

✓ Vérification de la contrainte dans le béton :

➤ Sens longitudinal:

- En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 8.04}{100 \times 87} = 0.184$$

$$\rho_1 = 0.184 \rightarrow \beta = 0.930 \rightarrow K = 57.145$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d A_t} = \frac{154.94 \times 10^6}{0.930 \times 870 \times 804} = 238.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{238.80}{57.145} = 4.16 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- Eaux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 12.3}{100 \times 87} = 0.141$$

$$\rho_1 = 0.141 \rightarrow \beta = 0.938 \rightarrow K = 66.305$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d A_a} = \frac{309.87 \times 10^6}{0.938 \times 870 \times 1230} = 308.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{308.71}{66.305} = 4.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ Sens transversal :

- En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 8.04}{100 \times 87} = 0.184$$

$$\rho_1 = 0.184 \rightarrow \beta = 0.930 \rightarrow K = 57.145$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d A_t} = \frac{190.9 \times 10^6}{0.930 \times 870 \times 804} = 239.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{239.45}{57.145} = 5.13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- Eaux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 12.3}{100 \times 87} = 0.141$$

$$\rho_1 = 0.141 \rightarrow \beta = 0.938 \rightarrow K = 66.305$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d A_a} = \frac{309.81 \times 10^6}{0.938 \times 870 \times 1230} = 308.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{308.65}{66.305} = 4.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

# Conclusion générale

*Cette première expérience nous a permis de mettre en évidence les connaissances théoriques, générales acquises durant l'ensemble des années d'étude et de comprendre l'origine des différentes méthodes et leur application.*

*On a pu aussi déduire que les voiles présentent un facteur important dans la détermination du comportement d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations*

*En effet cette étude nous a donné l'opportunité de comprendre comment on fait une disposition des voiles et de connaître les différents critères à suivre pour arriver à distinguer entre une structure à contreventement mixte et en voiles en appliquent bien sûr les conditions exigées par le RPA 99 modifié 2003.*

*Concernant les logiciels de calculs (ROBOT 2010, AUTOCAD) ils nous permettent de faciliter l'analyse et le dessin de la structure et aussi de gagner du temps en tenant compte de la sécurité et de la résistance structurale, de la conception et l'exécution, sans oublier le côté économique.*

*Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.*

# Bibliographie

## Règlements :

RPA99 v2003, (règlement parasismique algérien).

DTR B.C. 22, (charges et surcharges d'exploitations).

BAEL 91, (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

## Ouvrage :

Construire parasismique.....Milan Zacek

Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici

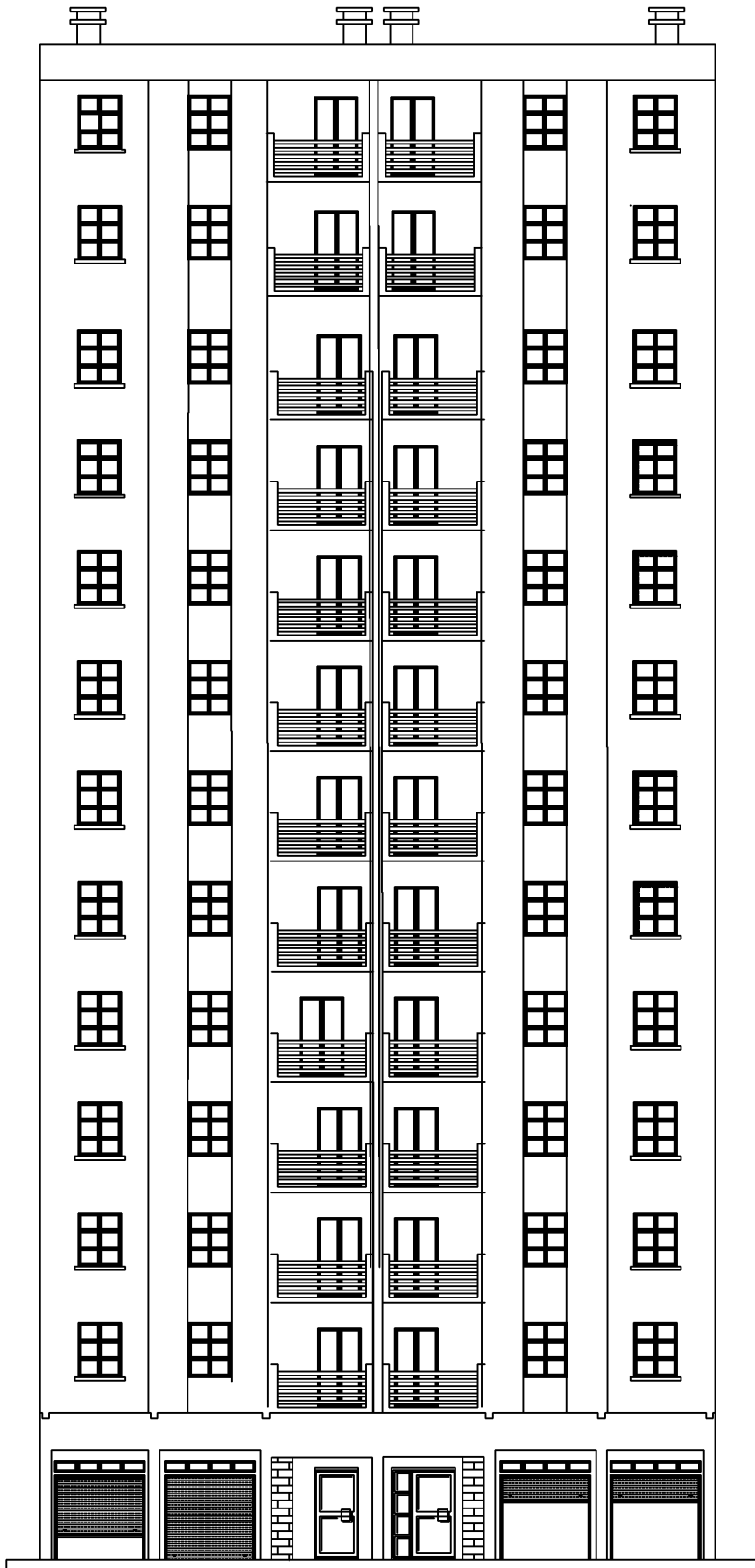
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui

Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I

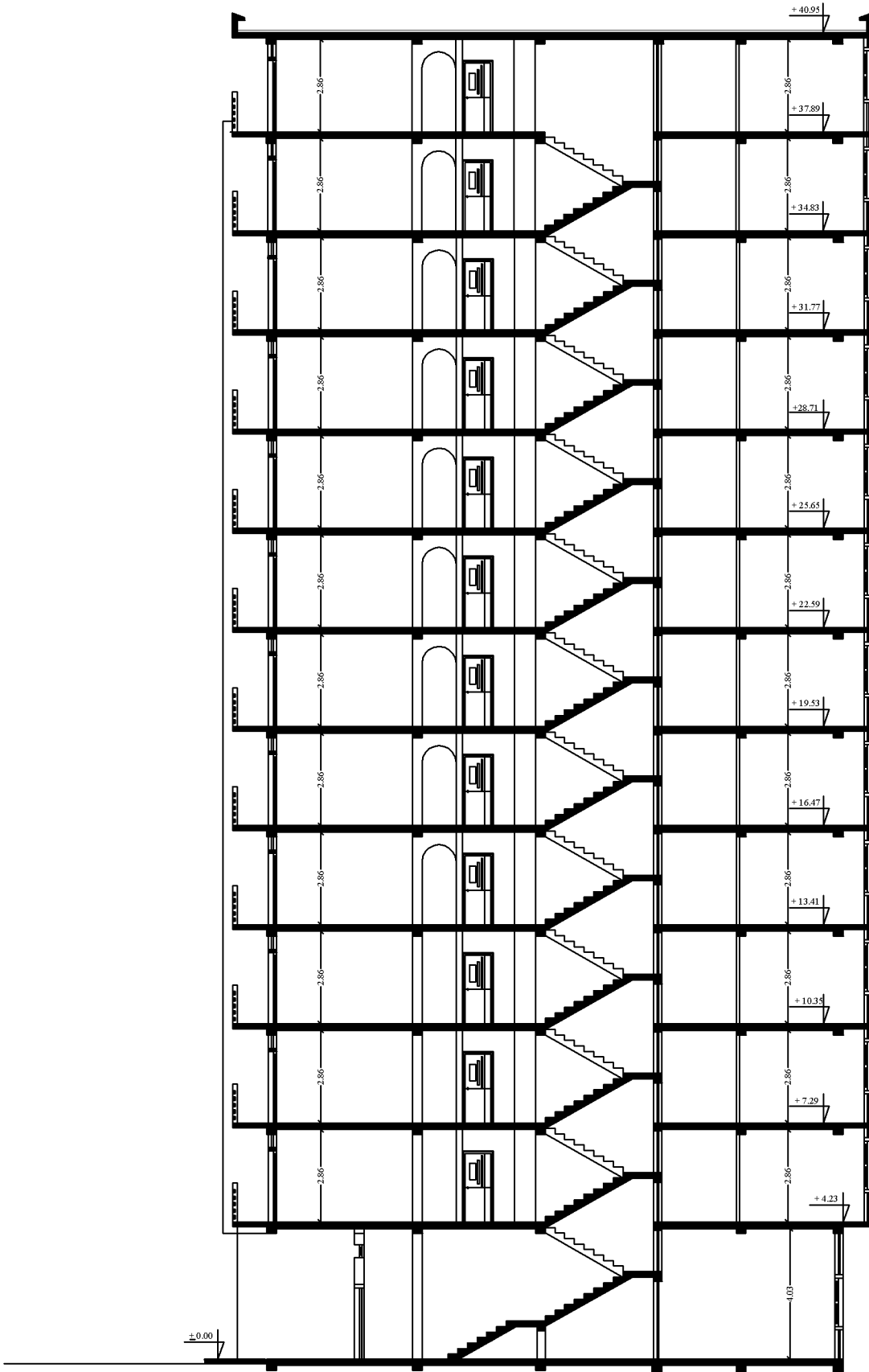
Calcul pratique des ossatures en béton armée.....Albert Fuentes

Cours et TD des années de spécialité.

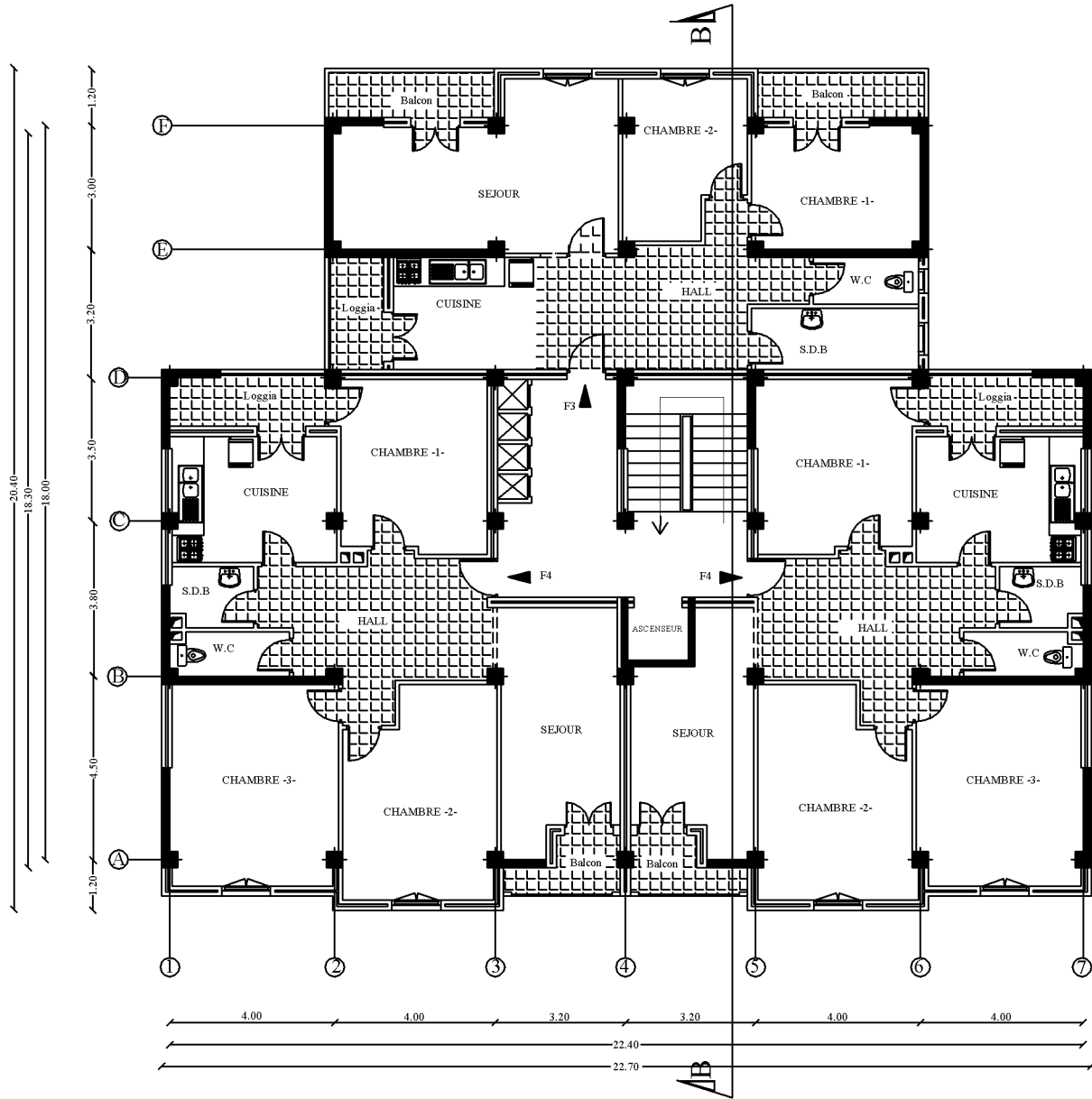
Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.



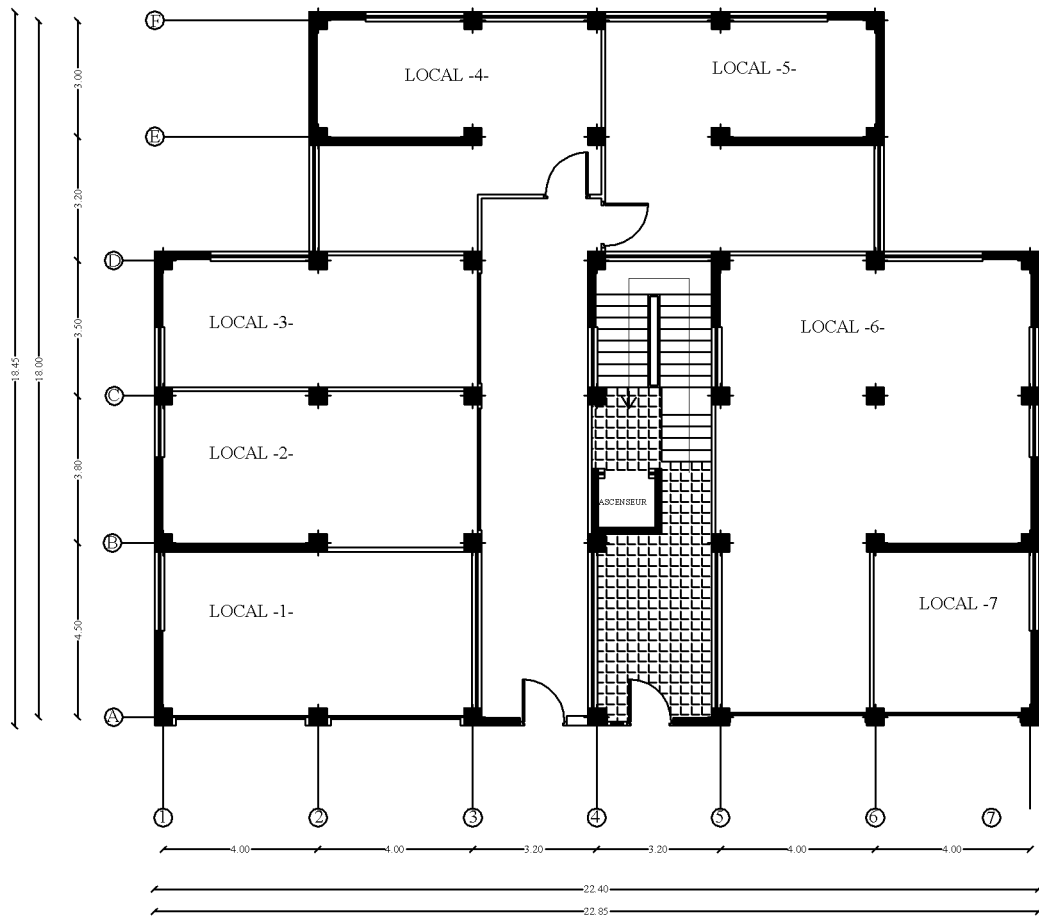
FACADE PRINCIPALE



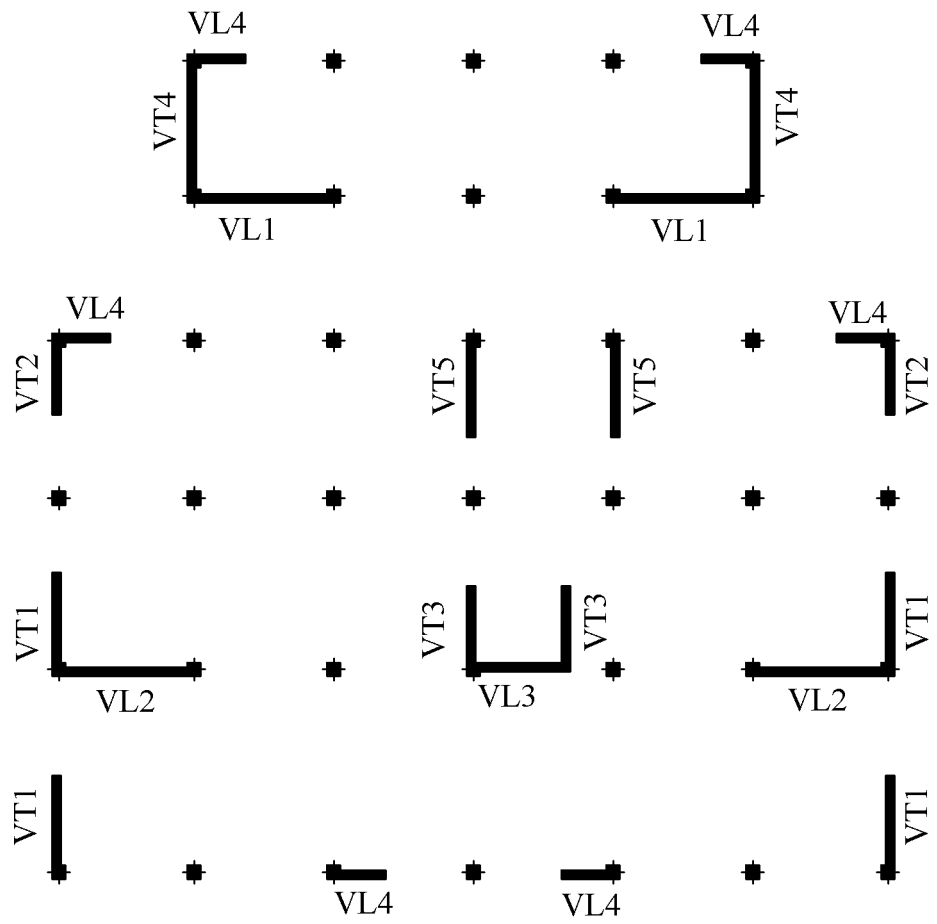
COUPE VERTICALE



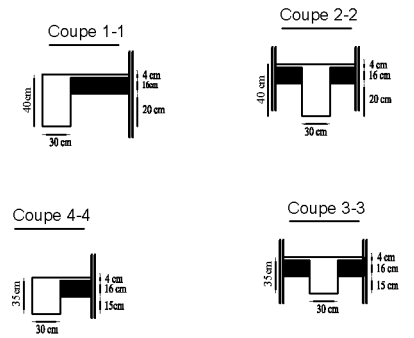
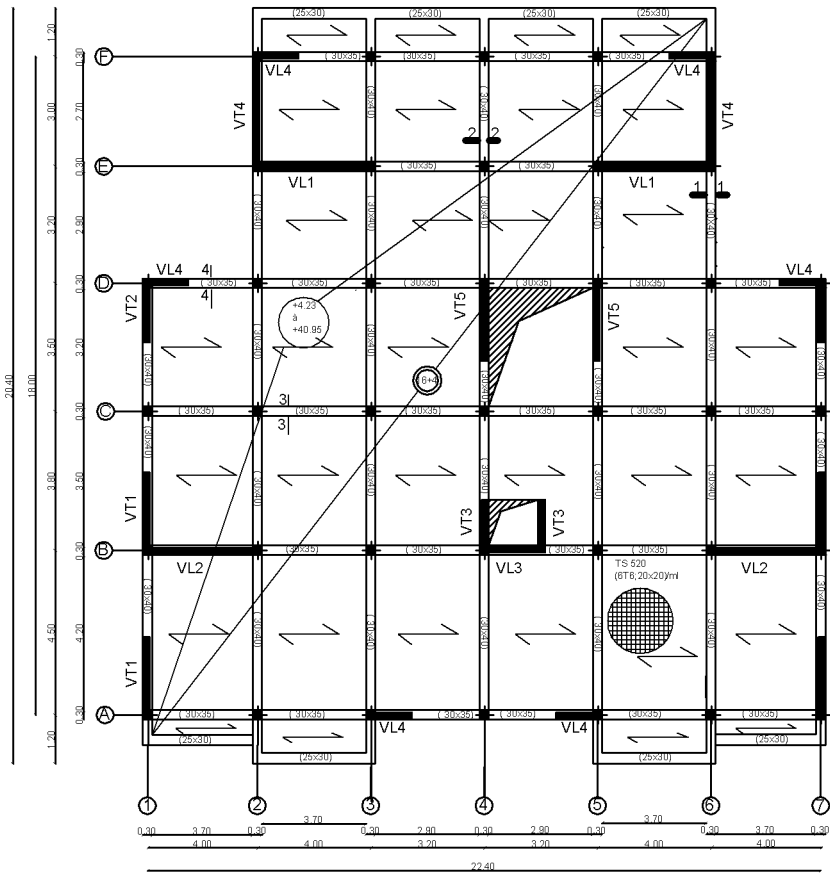
PLAN D'ETAGE COURANT



PLAN DU RDC



DISPOSITION DES VOILES



**PLAN DE COFFRAGE PLANCHER ETAGE  
COURANT NIV 1.2.3.4  
5.6.7.8.9.10.11.12**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDE PAR :**  
Melle CHALLAL  
Melle CHIDENE  
Melle SI HADJ MOHAND

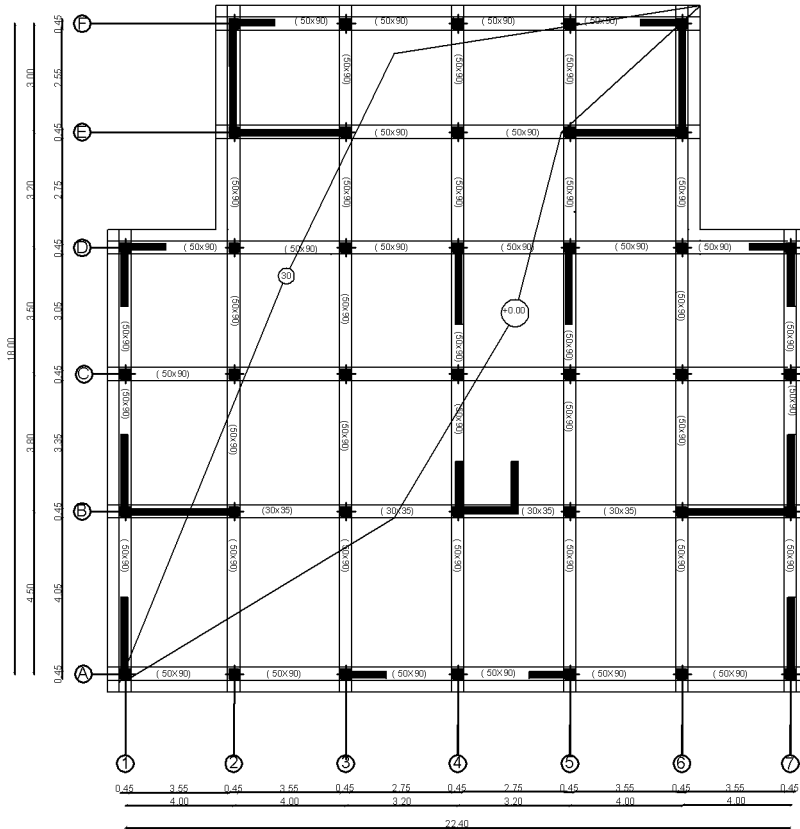
**TITRE :**  
**COFFRAGE DES  
ETAGES COURANTS**

**DIRIGE PAR :**  
Mr : ATLAOUI

PROMOTION 2013-2014

PLANCHE N°

ECHELLE



PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
 Mele CHALLAL  
 Mele CHIRICHE  
 Mele SI HADJ MCHAND

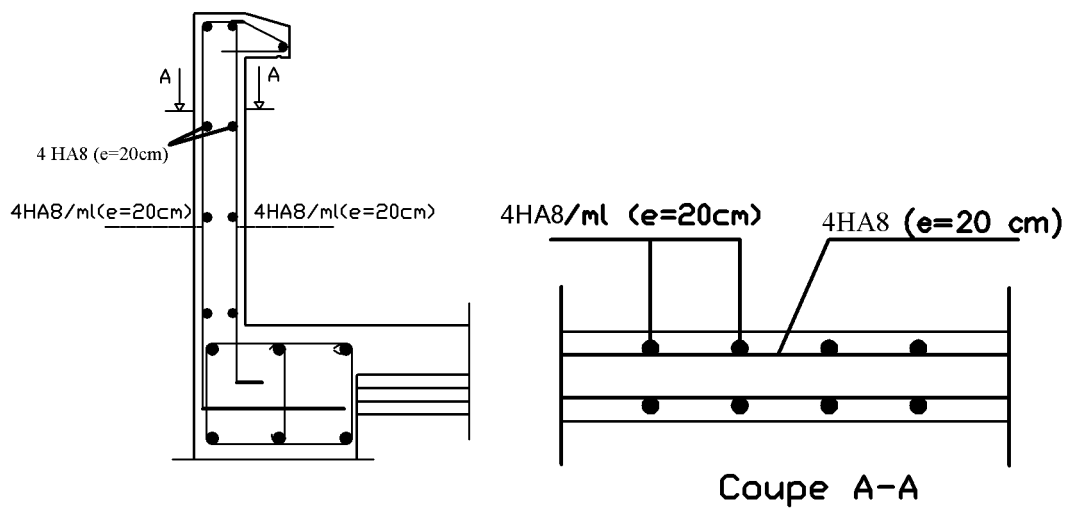
TITRE:  
 COFFRAGE DES  
 FONDATIONS

DIRIGE PAR :  
 Mr : ATLAOUI

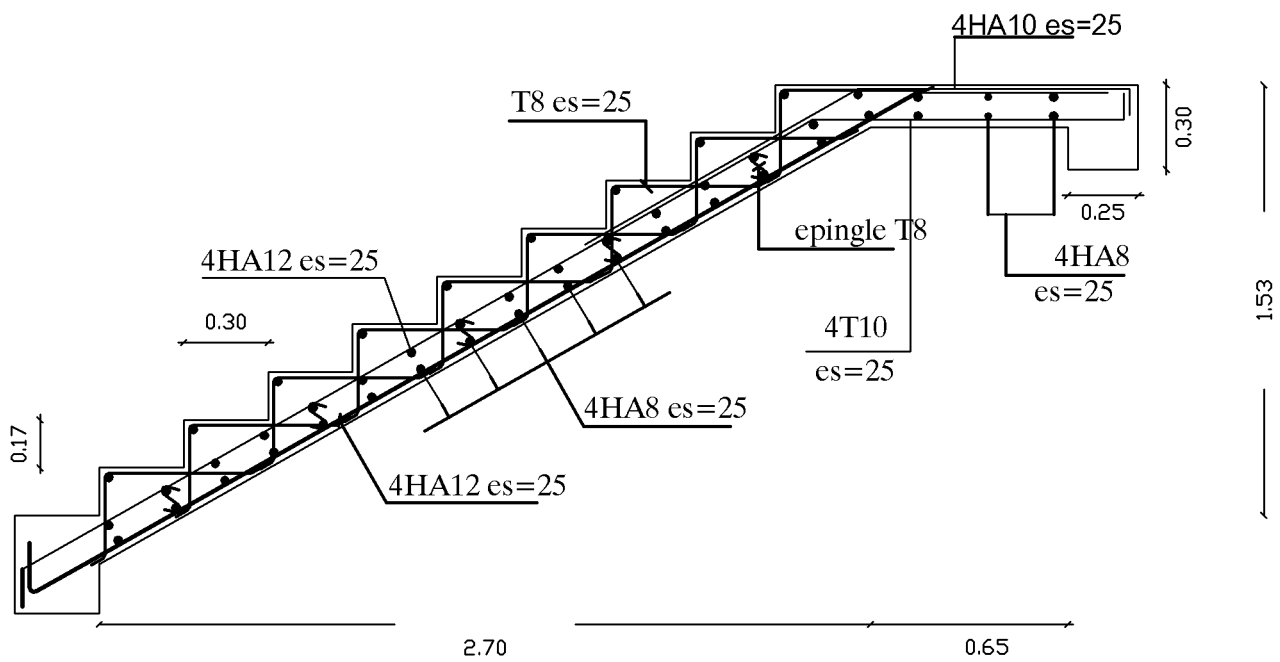
PROMOTION 2013-2014

PLANCHE N°

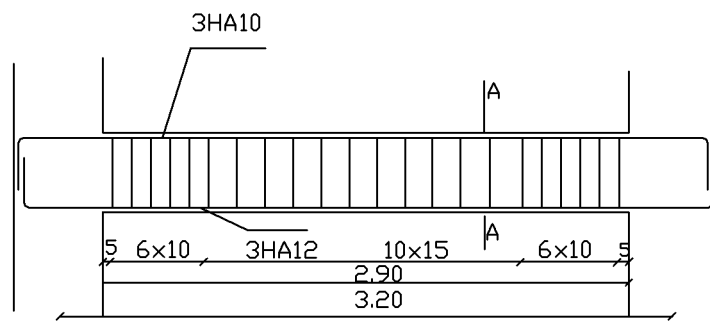
ECHELLE



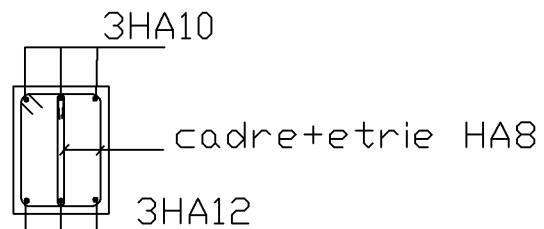
**schéma de ferrailage de l'acrotère**



Ferrailage de l'escalier de l'etage courant



Coupe A-A



**Ferrailage de la Poutre Palière (25x30)**

4HA8/ml (es=25cm)

4HA10/ml (es=25cm)

0.2

0.2

sens y-y

4HA8 e= (es25cm)

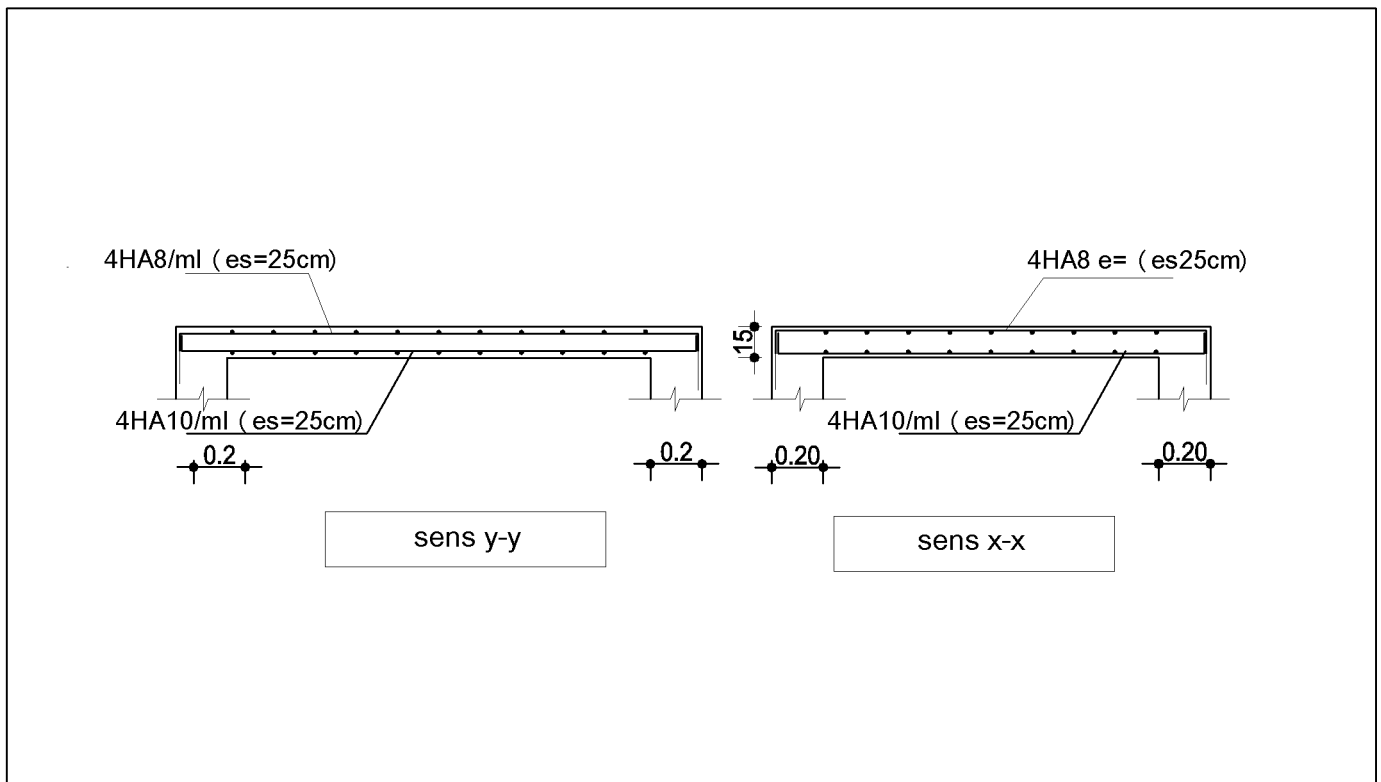
4HA10/ml (es=25cm)

15

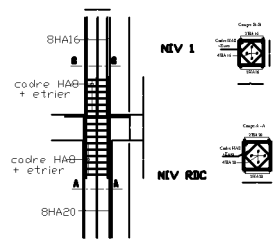
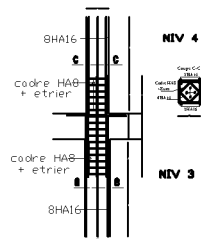
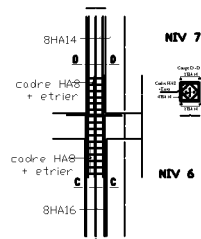
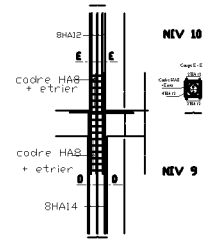
0.20

0.20

sens x-x



# Ferrailages des poteaux

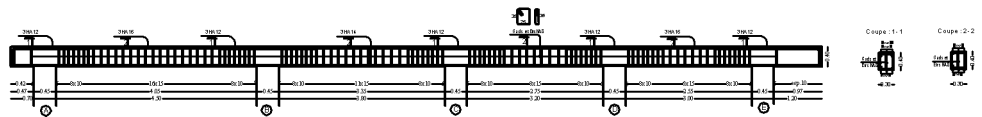


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

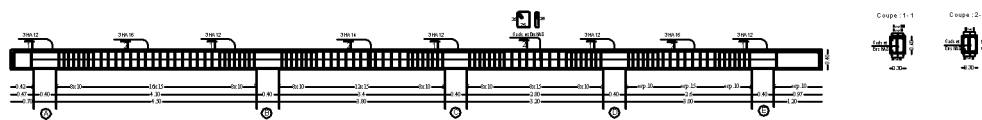
ETUDE PAR : Mellechallal Melle chikdene Melle si hadj mohand	TITRE : Ferrailage des Poteaux
DIRIGE PAR : Mr talaoui	

# FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

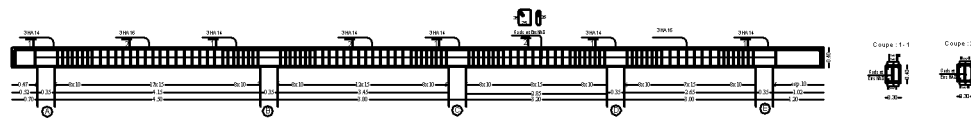
Poutres Principales (30x40) zone 1 fil 6



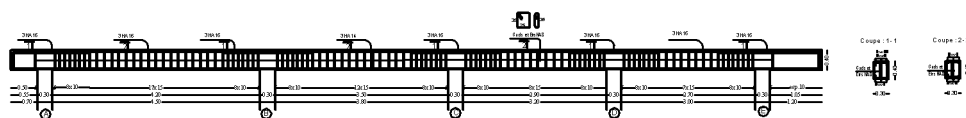
Poutres Principales (30x40) zone 2 fil 6



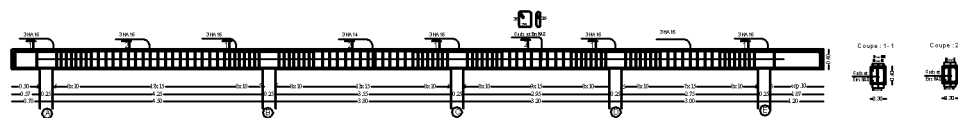
Poutres Principales (30x40) zone 3 fil 6



Poutres Principales (30x40) zone 4 fil 6



Poutres Principales (30x40) zone 5 fil 6



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDIE PAR :**

Melle: chikhe  
Melle: si hadj mohand

**DIRIGE PAR :**

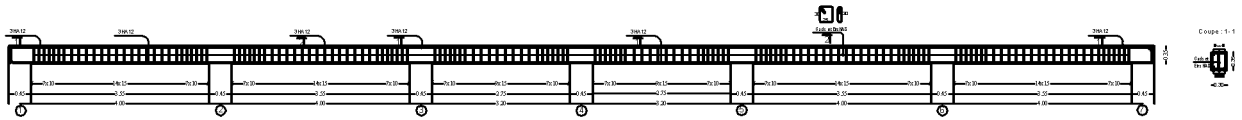
Mr: atafou

**TITRE :**

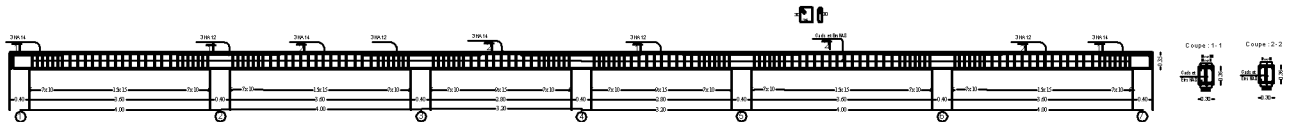
Ferrailage des poutres principales

# FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

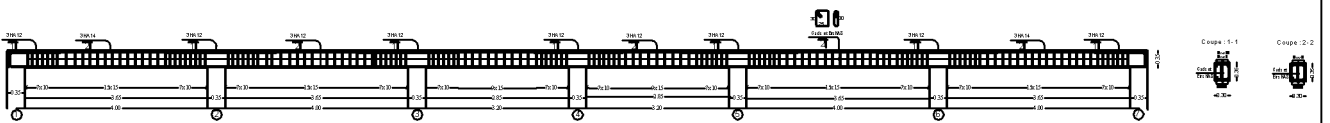
Poutres Secondaires (30x35) zone 1 fil A



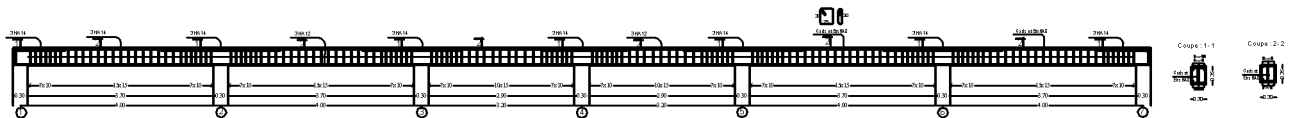
Poutres Secondaires (30x35) zone 2 fil A



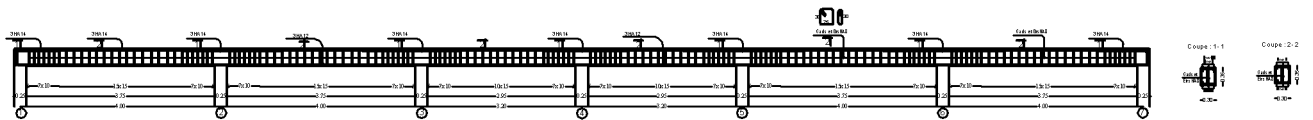
Poutres Secondaires (30x35) zone 3 fil A



Poutres Secondaires (30x35) zone 4 fil A



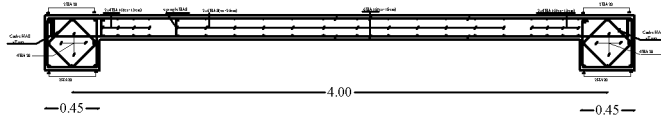
Poutres Secondaires (30x35) zone 5 fil A



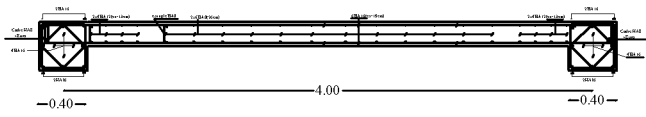
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>ETUDE PAR :</b> Melle: chahat Melle: chikdena Melle: si haq mohand	<b>TITRE :</b> Ferrailage des poutres Secondaires
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr: atalou	

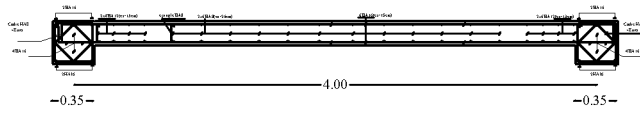
FERRAILLAGE DES VOILES VL1;VL2 (ZONE I)



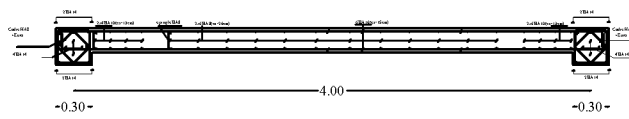
FERRAILLAGE DES VOILES VL1;VL2 (ZONE III)



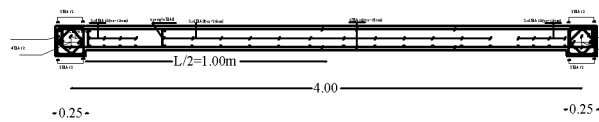
FERRAILLAGE DE VOILE VL1;VL2 (ZONE III)



FERRAILLAGE DE VOILE VL1;VL2 (ZONE IV)



FERRAILLAGE DE VOILE VL1;VL2 (ZONE V)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

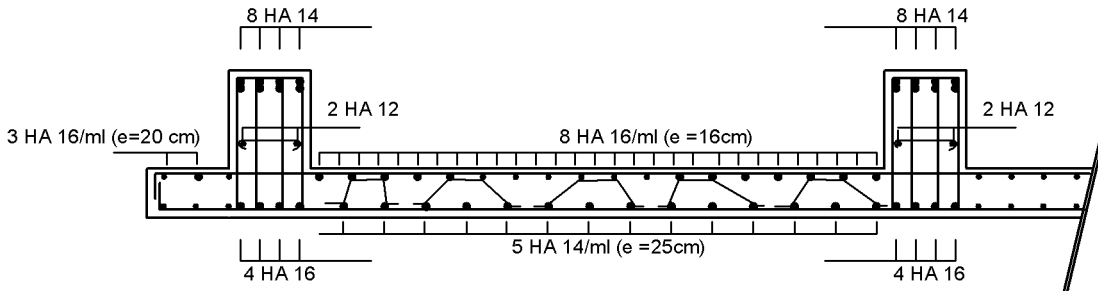
ETUDE PAR:  
Melle CHALAL  
Melle CHIBDENE  
Melle SI HADJ MOHAND

DIRIGE PAR:  
Mr. ATLAOUI

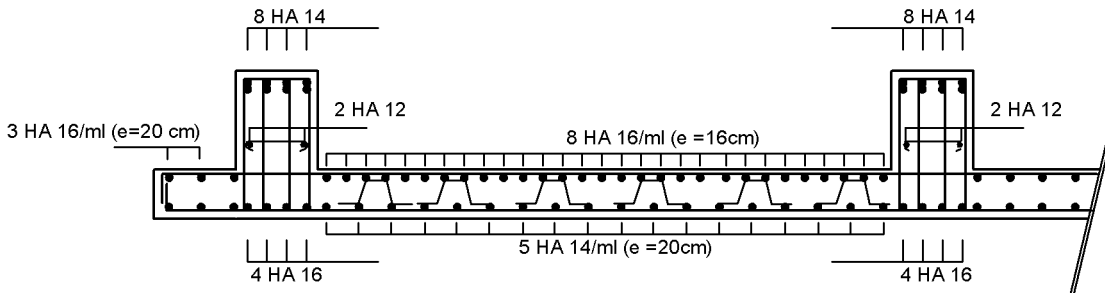
TITRE:

FERRAILLAGE DES  
VOILES

### FERRAILAGE DU RADIER



SENS YY



SENS XX