

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER PROFESSIONNEL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET  
INDUSTRIELLE.

## Thème

**Etude d'une structure d'un bâtiment (R+9) à usage  
d'habitation et commercial**



**Etudié par :**

Mr. CHERIFI  
Mr. HACHEMI

KHALED  
SOFIANE

**Dirigé par:**

Mr. BENCHIHA

Promotion:2015/2016

# REMERCEMENTS

***Nous** tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur Mr. BENCHIHA pour son aide, sa patience, ses compétences et ses précieux conseils.*

***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.*

***Nos** remerciements à nos familles et tous les amis (es)*

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

**Merci à tous.**

# Dédicaces

*Au nom d'Allah*

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie ma très chère maman et mon très cher  
papa et je dis merci a leurs soutien, patience et confiance.*

*A mes très chers frères*

*A mes chères sœurs*

*A tous les membres de ma famille*

*A mes amis (es)*

*A mon binôme et sa famille*

*A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*

*A toute la promotion 2015/2016*

**Sofiane**

# Dédicaces

Au nom d'Allah

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents et je dis  
merci à leurs soutiens, patience et confiance.*

*A mes très chers frères*

*A ma chère sœur*

*A tous les membres de ma famille*

*A mes amis (es)*

*A mon binôme et sa famille*

*A tous les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*

***Khaled***

# SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....	11
Chapitre III : Calcul des éléments.....	27
• III-1- Acrotère.....	28
• III-2- Plancher.....	38
• III-3- Escalier.....	59
• III-4- Poutre palière.....	78
• III-5- Balcon.....	88
• III-6-Poutre de chainage.....	94
• III-7-Dalle salle machine.....	102
Chapitre IV : Modélisation et vérification.....	114
Chapitre V : Ferrailage des poteaux.....	131
Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....	145
Chapitre VII : Ferrailage des voiles .....	161
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure (fondations).....	174

Conclusion

Bibliographie

# INTRODUCTION

La **construction parasismique** regroupe l'étude du comportement des bâtiments et des structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de la superstructure et infrastructures résistant aux tremblements de terre.

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

- Comprendre l'interaction entre la superstructure et l'infrastructure de génie civil ou entre l'infrastructure de génie civil et le sol,
- Prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre,
- Concevoir et construire des structures résistantes aux séismes, conformément aux normes de construction locales.
- En Algérie, les expériences vécues, durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail, on présentera « **l'étude d'une structure d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial, avec l'application du logiciel ETABS** »

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- ✓ La deuxième étape sera le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments secondaires (Acrotère, Planchers, Escaliers..)
- ✓ La quatrième étape portera sur la modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA.
- ✓ La cinquième étape portera sur le ferrailage de la structure (poutres, poteaux, voiles).
- ✓ La sixième étape portera sur l'étude des fondations.
- ✓ On terminera le travail par une conclusion générale.

**Introduction :**

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment (**R+09**) à usage d'habitation et commercial qui sera implanté à **MAKOUDA** dans la wilaya de **TIZI OUZOU**. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles .ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différents caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

**I) présentation de l'ouvrage :**

Le projet nous a été confié par le bureau d'étude et sera implanter en zone de moyenne sismicité (zoneII<sub>a</sub>).

**I) 1-Caractéristique géométriques :**

- La hauteur totale du bâtiment :.....30,6m.
- La longueur totale du bâtiment :..... 16,8m.
- La largeur totale du bâtiment :..... 12,22m.
- La hauteur du rez-de-chaussée :..... 3,06m.
- La hauteur d'étage courant :..... 3,06m.

**I) 2-La réglementation utilisée :**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BEAL 91**).
- Règles parasismique algérienne (**RPA 99 modifié 2003**).

**I-3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :****I-3-a)L'ossature :**

Le bâtiment est composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

**I-3-b) Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et qui ont pour fonctions de :

- supporter en outre de leur poids propres les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- assurer l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

**1-Planchers à corps creux :**

Sont constituées d'un remplissage en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système d'étanchéité multi couches en forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation ; les planchers des autres étages ont comme revêtement du carrelage scellé.

**2-Planchers en dalle pleine :**

Dans notre projet, les dalles pleines sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers.

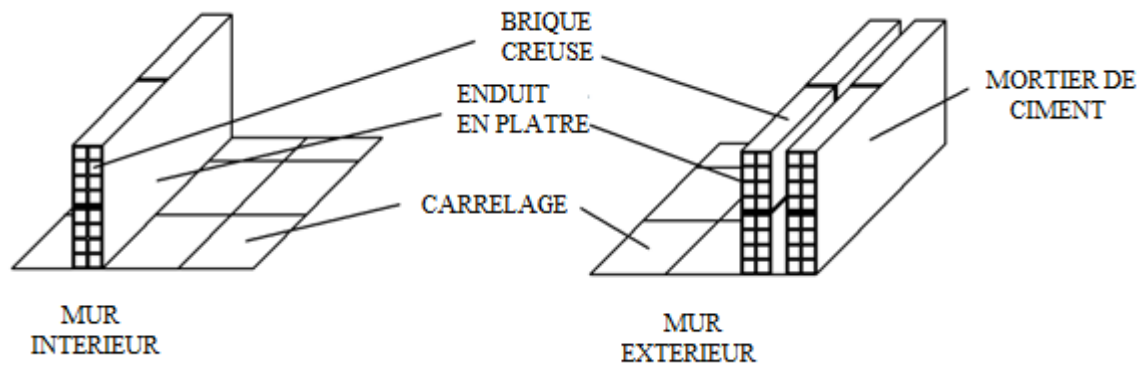
**I-3-c) Les escaliers :**

La structure 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 et celles du sous-sol seront composées de trois volées et deux paliers de repos intermédiaires réalisées en béton armé coulé sur place.

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 armé coulé sur place.

**I-3-d) Le remplissage :**

-Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 [cm] d'épaisseur séparés d'une lame d'air de 5 [cm]. Les murs intérieurs se présenteront en une seule rangée de briques creuses de 10 [cm] d'épaisseur.



**Figure I-1** : Les murs extérieurs et intérieurs.

### **I-3-e) Revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carreaux en Grés-Céram pour les sols.
- Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.
- Carrelage pour les escaliers et les plancher.

### **I-3-f) Terrasse :**

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible.

## **II) caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91**) et aux règles parasismiques algérienne (**RPA 99 modifié en 2003**).

### **II-1) Le Béton :**

C'est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à  $350\text{kg/m}^3$  de ciment portland (C P J).

**II-1-a) 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  $f_{c28}$ .

Par convention, la résistance à la compression du béton pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350 est obtenue en écrasant une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j \leq 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Dans notre étude, on prendra  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

**II-1-b) Résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  :**

La résistance caractéristique à la traction est donnée en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$

Pour  $j=28$  jours,  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

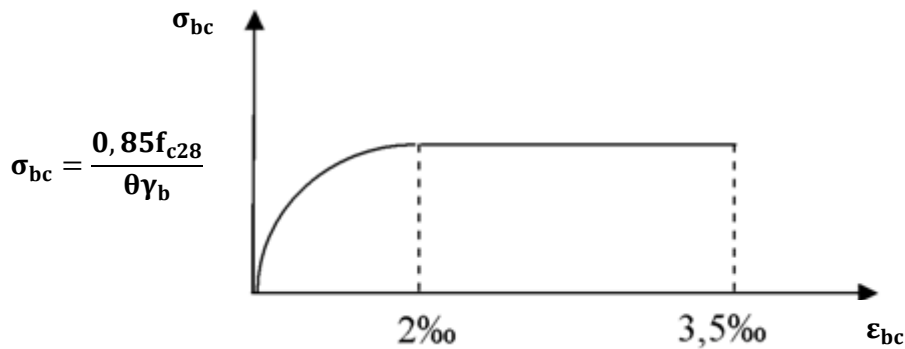
**II-1-c) contrainte limite du béton :****Etats limites :**

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lequel la structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur.

Il existe deux types d'état limite :

**1-Etat limite ultime :**

Pour le calcul à l'ELU, nous adopterons le diagramme suivant :



**Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.**

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite ultime de béton en compression.

$\theta$  : Coefficient de sécurité dépendant de la durée de l'application de l'action considérée.

$\theta = 1$  Si la durée d'application est  $>24h$ .

$\theta = 0,9$  Si la durée d'application est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  Si la durée d'application est  $< 1h$ .

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Dans le cas d'une situation courante.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Dans le cas d'une situation accidentelle.} \end{cases}$$

## **2) Etat limite de service :**

Il correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes sont plus satisfaites ; les déformations nécessaires pour atteindre cet état sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton.
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte admissible de compression du béton est donnée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

A l'E.L.S la déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

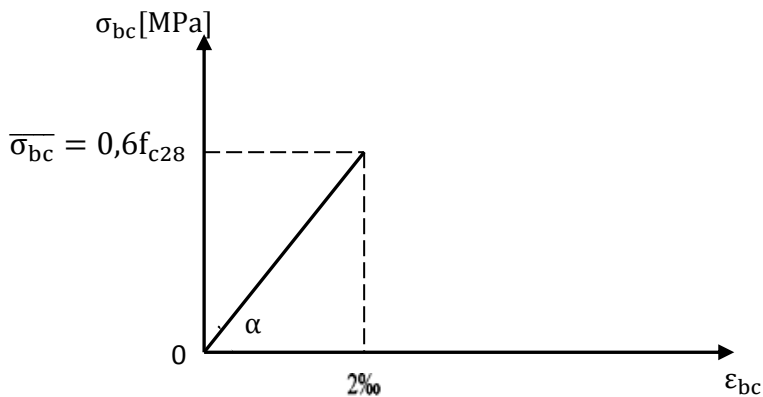


Figure I-3 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

### **II-1-d) Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

$b$  = Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$ : Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-fissuration peu nuisible :  $\tau_u \leq \min\{0,13f_{c28}; 5\}$  [MPa]

-fissuration peu préjudiciable :  $\tau_u \leq \min\{0,1f_{c28}; 4\}$  [MPa]

### **Module de déformation longitudinal :**

#### **Charges instantanées : (Art A.2.1.21 BEAL 91 modifié 99).**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation longitudinal instantané du béton est égale à :

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

D'où : pour  $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,195\text{MPa}$

**Charges de longues durées (Art A.2.1.22BEAL 91 modifié 99).**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte le fluage du béton, on prend un module égale à :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où : pour  $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

**Module de déformation transversal :**

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young.

v: Coefficient de poisson.  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{A l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{A l'ELS.} \end{cases}$

**II-2) Les aciers :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A).dans notre projet, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

- Acier à haute adhérence **feE400**.
- Treillis soudés **Ts520**.

**Module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

**Contraintes limites :**

**ELU :(Art A.4.3.2 BEAL 91 modifié 99).**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{array} \right.$

**ELS :( Art A.4.3.2 BEAL 91modifié 99).**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures ;

D'après les règles BEAL 91modifié 99, On distingue trois types de fissuration :

**Fissuration peu préjudiciable** : c'est des éléments situés dans des locaux fermés, dans ce cas il n'y a pas de vérifications à faire

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

**Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max \left( 0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$$

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers utilisés.

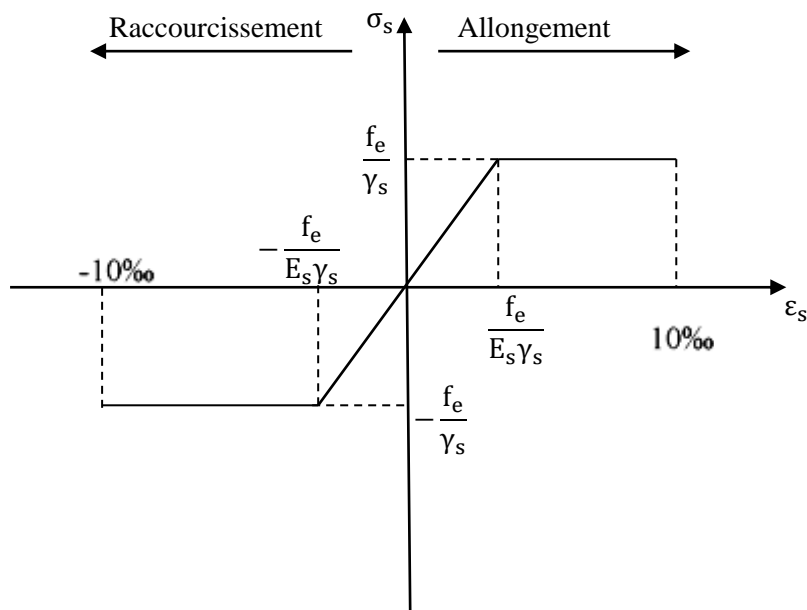
$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ .....pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \text{ .....pour les aciers hauts adhérences.} \\ \eta = 1,3 \text{ .....pour les treillis soudés.} \end{array} \right.$$

**Fissuration très préjudiciable** : la fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas il est nécessaire de respecter la règle suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{1}{2} f_e; 90 \left( \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$$

**Diagramme des contraintes-déformations de l'acier :****(Art A.2.2.2 BEAL 91 modifié 99).****Figure I-4 : diagramme contraintes déformations.****Protection des armatures :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et d'éviter le problème de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. On adopte les valeurs suivantes :

- $c \geq 5$  cm : pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

- $c \geq 3$  cm : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

- $c \geq 1$  cm : pour des parois situés dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposés aux condensations.

## **Introduction :**

L'évaluation de différentes sections des éléments de notre structure : poteaux, poutres et voiles, passe impérativement par un pré-dimensionnement. Il se fait selon les règles parasismiques algériens et les normes techniques, ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges appliquées aux différents éléments de la structure.

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

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

#### **II-1-a) Planchers à corps creux :**

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

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

#### **Avec :**

$h_t$  : Epaisseur du plancher.

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

#### **Dans notre cas nous avons :**

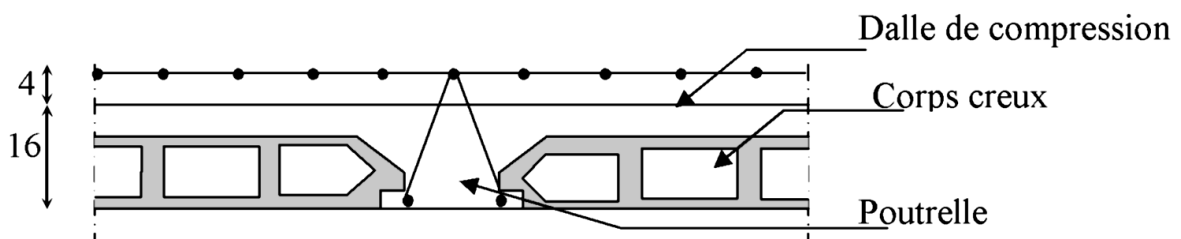
$L_{\max} = 340 \text{ cm}$ .

$h_t \geq 340/22,5 \Rightarrow h_t \geq 15,11 \text{ cm}$ .

On adopte une hauteur  $h_t = 20 \text{ cm}$ , soit un plancher de (16+4) cm.

4cm : épaisseur de la dalle de compression.

16cm : épaisseur du corps creux.



**Figure II- 1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.**

**II-1-b) Plancher en dalles pleines :**

Ces dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de sa résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

**b) 1-condition de la résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle pleine des balcons est donnée par la formule :  $e \geq L_0/10$

$L_0$  : C'est la portée libre.

$e$  : L'épaisseur de la dalle.

Dans notre cas :  $L_0=2m \Rightarrow e \geq \frac{200}{10} = 20cm \rightarrow e=20cm$ .

**b) 2-Résistance au feu :**

Pour deux heures de coup de feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être égal à  $e = 11cm$ .

**b) 3- Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique  $L$  est proportionnelle au logarithme de la masse.

$L = 13.3 \log (10 M) \rightarrow$  si  $M < 200 \text{ kg/m}^2$ .

$L = 15 \log (M) + 9 \rightarrow$  si  $M > 200 \text{ kg/m}^2$ .

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de  $350 \text{ kg/m}^2$ . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14m \quad e = 14cm$$

Tel que :  $\rho =$  poids volumique du béton= $2500\text{kg/m}^3$ .

Donc :  $e = \max(e_1; e_2; e_3) = \max(20; 11; 14) = 20cm$

On adoptera une épaisseur de :  $e = 20 \text{ cm}$ .

**II-2) Les poutres :**

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

-Choix des sections des poutres selon les formules empiriques préconisées par le BAEL 91 modifié 99 et vérification selon RPA 99 version 2003.

-Vérification de la flèche pour la section choisie.

-Condition de rigidité

**Les formules empiriques BAEL 91 modifiées 99 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}; \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : h = la hauteur totale de la poutre.

b = Largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

**Vérification selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \\ h > 35 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b \end{array} \right.$$

**Condition de rigidité :** On doit vérifier que  $\frac{L}{h} \geq \frac{1}{16}$

**Les formules empiriques BAEL 91 modifié 99 :****A) Poutres principales:**

$$L = 485 - 40 = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$$29,67 \leq h \leq 44,5$$

on adopte une hauteur h = 40cm.

Pour la largeur :  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

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

On adopte une largeur  $b = 30\text{cm}$ .

Finalement, la section de la poutre principale à considérer est :  $(30 \times 40)\text{ cm}^2$ .

### **B) Poutres secondaires :**

$$L = 340 - 30 = 310\text{cm}$$

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$$

$$20,67 \leq h \leq 31$$

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

Pour la largeur :  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On adopte une largeur  $b = 30\text{cm}$ .

La section définitive de la poutre secondaire est:  $(30 \times 35)\text{ cm}^2$ .

### **Vérification au coffrage selon le RPA 99/ Art 7.5.1 :**

Pour les poutres, les résultats obtenus doivent satisfaire les conditions suivantes :

#### **Les poutres principales :**

$$b = 30\text{cm} > 20$$

$$h = 40\text{cm} > 35$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$$

$$b_{\max} \geq 1,5(40) + 30 = 90$$

$\Rightarrow$  conditions vérifiées.

#### **Les poutres secondaires :**

$$b = 30\text{cm} > 20$$

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

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,167 \leq 4.$$

$$b_{\max} \geq 1,5(35) + 30 = 82,5$$

$\Rightarrow$  conditions vérifiées.

**Condition de rigidité** : On doit vérifier que :  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

$$\text{Les poutres principales : } \frac{h}{L} = \frac{40}{485} = 0,082 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

Les poutres secondaires :  $\frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0,103 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$

⇒ conditions vérifiées.

### **II-3) les voiles :**

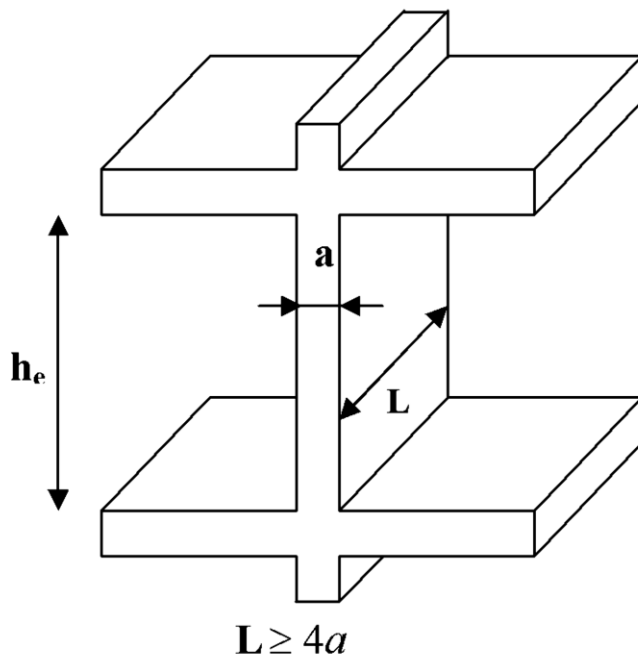
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au règlement R.P.A 99 (Art 7.7.1). Les éléments satisfaisant la condition  $L_{\min} \geq 4a$ , seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, ils seront considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur du voile "a" sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et de la rigidité aux extrémités, tel que l'épaisseur minimale des voiles est :

$$a_{\min} \geq 15\text{cm.}$$

L : longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

$h_e$ : Hauteur d'étage.



**Figure II-2-a : coupe d'un voile en élévation.**

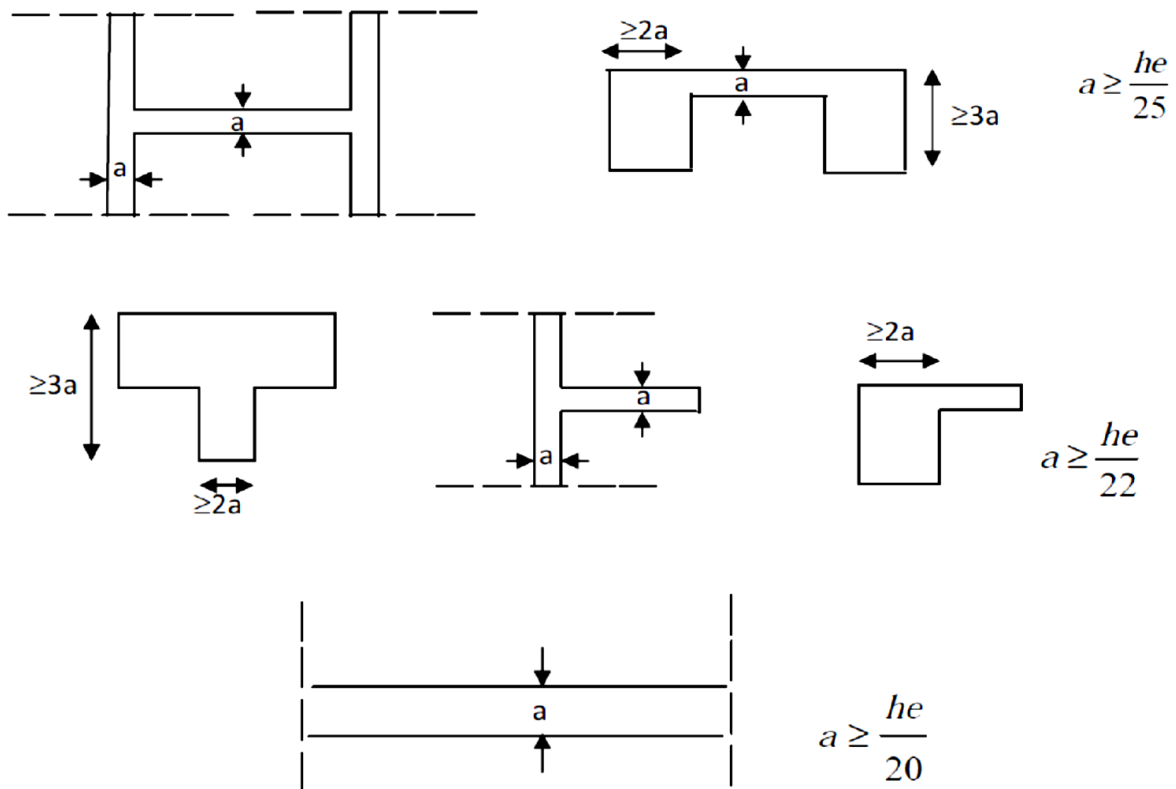


Figure II-2-b : coupe d'un voile en plan.

Dans notre cas :  $a \geq he/20$

**Pour le RDC et les différents étages courants :**

$306 - 20 = 286\text{cm}$  (20 cm c'est l'épaisseur de la dalle).

$a \geq \frac{286}{20} = 14,3$   $\Rightarrow$  On adopte une épaisseur  $a = 20\text{cm}$ .

$a = 20\text{cm} \geq 15\text{cm}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$L_{\min} = 138\text{cm} \geq 4a = 80\text{cm}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**II-4) Les poteaux :**

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, Rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales).

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 II<sub>a</sub>, on a :

$$\min(b_1; h_1) \geq 25$$

$$\min(b_1; h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

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 charges  $Q$  et  $G$ .

La section transversale du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :  $S \geq N_s / \sigma_{bc}$

$S$  : c'est la section du poteau.

$N_s$  : c'est l'effort normal déterminé à partir de la descente de charge.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à la compression.

### **II-4-a) Détermination des charges permanentes:(DTR B.C.2-2)**

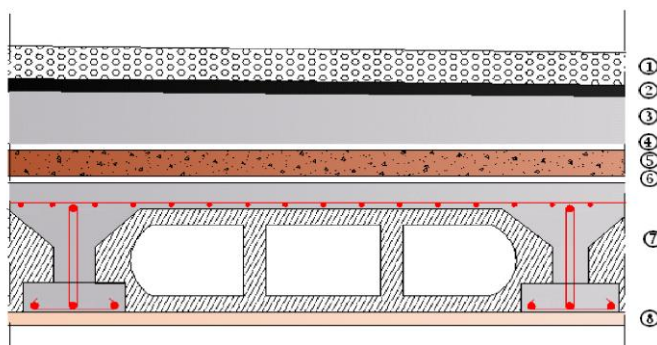
On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment, qui seront données comme suit :

#### **1- Les planchers :**

##### **Plancher terrasse inaccessible :**

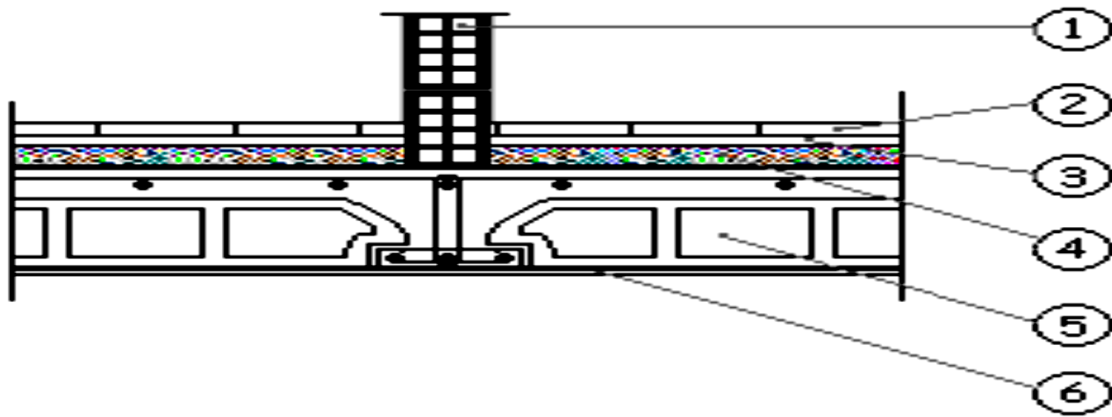
N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Feuille de poly âne	0,01	1	0,01
5	Isolant thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Feuille de poly âne	0,01	1	0,01
7	Plancher à corps creux	0,20	14	2,8
8	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=5,84KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-1 : charge permanente du plancher terrasse**



**Figure II-3-a : coupe verticale du plancher terrasse.**

**Plancher étage courant :**

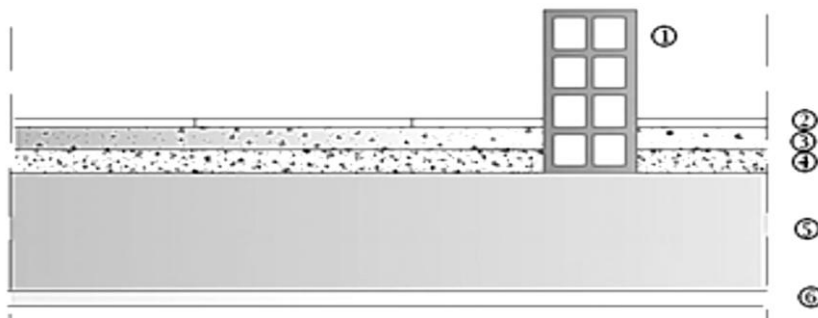


**Figure II-3-b : coupe verticale d'un plancher d'étage courant**

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Maçonnerie en brique creuse	0,1	10	1
2	Carrelage scellé	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher en corps	0,2	14	2,8
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=5,2KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-2 : charge permanente du plancher d'un étage courant**

**Dalle pleine :**



**Figure II-3-C : coupe verticale d'un plancher en dalle pleine.**

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Maçonnerie en brique creuse	0,1	10	1
2	Carrelage scellé	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle pleine en B.A	0,15	25	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=6,15KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-3 : charge permanente d'un plancher en dalle pleine

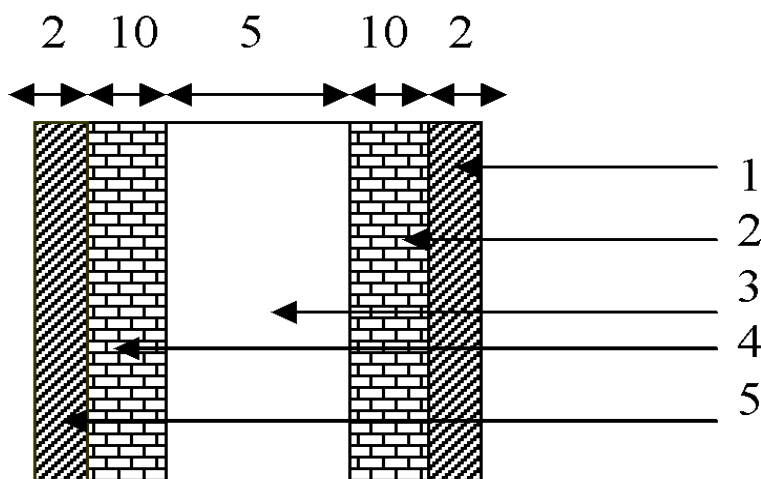
2-Murs extérieurs :

Figure II-3-d : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Lame d'air	0,05		
4	Briques creuses	0,1	12	1,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=3,04KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-4 : charge permanente du mur extérieur.

**3-Murs intérieurs :**

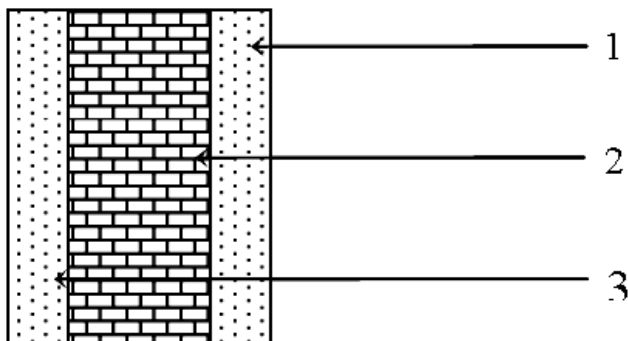


Figure II-3-e : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	composition	Epaisseur (cm)	$\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN/m <sup>3</sup> ]
1	Cloison en briques creuses 8trous	10	-	0,9
2	Enduit en plâtre	2 x 2	10	0,4
				<b>G<sub>me</sub> = 1,3KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-5 : charge permanente du mur intérieur

**4-L'acrotère :**

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

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,03/2) = 0,0685 \text{m}^2.$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{KN/ml}.$$

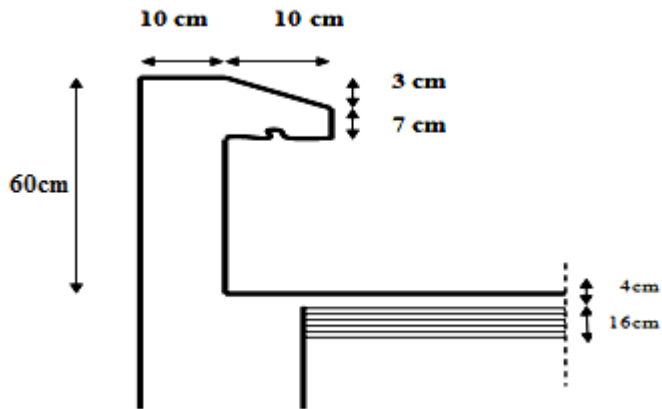


Figure II-3-f : coupe verticale de l'acrotère.

#### **II-4-b) Les surcharges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

<b>RDC à usage d'habitation</b> : .....	$Q_{RDC} = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .
<b>Etages courants à usage d'habitation</b> .....	$Q_{EC} = 1,50 \text{ KN/m}^2$ .
<b>Terrasse</b> : .....	$Q_{TER} = 1,00 \text{ KN/m}^2$ .
<b>Escaliers</b> : .....	$Q_{ESC} = 2,50 \text{ KN/m}^2$ .
<b>Bacon</b> : .....	$Q_{BAL} = 3,50 \text{ KN/m}^2$ .
<b>L'acrotère</b> : .....	$Q_{ACR} = 1,00 \text{ KN/m}^2$ .

#### **II-4-c) Localisation du poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est **B2**.

Le RPA minimise la section des poteaux à  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ , on démarre avec cette Section.

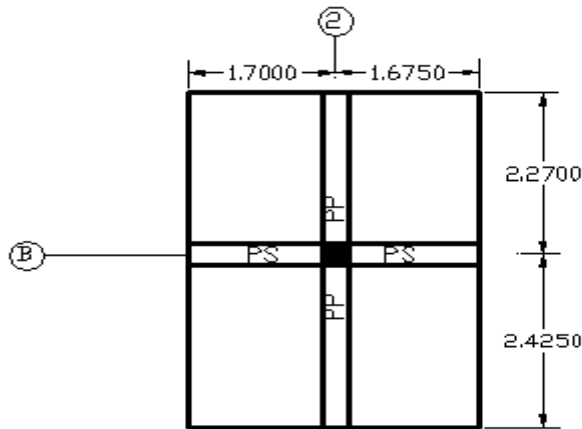


Figure II-4 : Localisation du poteau le plus sollicité

#### **II-4-d) Calcul des poids propres :**

##### **1- Plancher :**

$$S_{\text{PLANCHER}} = (1,7 + 1,675 - 0,3) (2,27 + 2,425 - 0,3) = 13,51 \text{ m}^2.$$

$$\text{Plancher étage courant : } G \times S = 5,2 \times 13,53 = 70,252 \text{ KN.}$$

$$\text{Plancher étage terrasse : } G \times S = 5,84 \times 13,51 = 79,9 \text{ KN.}$$

##### **2-Poutres :**

$$\text{Poutres principales : } \rho \times b \times h \times (2,425 + 2,27) = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 4,695 = 14,085 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \rho \times b \times h \times (1,7 + 1,67) = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 3,37 = 8,846 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids poutres principales + Poids poutres secondaires} = 22,931 \text{ KN.}$$

##### **3-Poteaux :**

$$\text{RDC et étage courant : } 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,781 \text{ KN.}$$

#### **II-4-e) Surcharges d'exploitation :**

$$\text{RDC et étage courant : } Q \times S = 1,5 \times 13,51 = 20,265 \text{ KN.}$$

$$\text{Terrasse : } Q \times S = 1 \times 13,51 = 13,51 \text{ KN.}$$

#### **Loi de dégression des surcharges :**

Elle s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left( \frac{3 + n}{2n} \right) \sum Q_i$$

**-Coefficients de dégression des surcharges :**

<b>n</b>	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Niveau</b>	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
<b>Coefficient</b>	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,688	0,667

Tableau II-6 :Les valeurs du coefficient(3+n/2n).

**II-4-f) Surcharges cumulés d'après la loi de dégression des surcharges :**

Niv 9 :  $Q_0=13,51$  KN.

Niv 8 :  $Q_0+Q_1=13,51 +20,265 =33,775$  KN.

Niv 7 :  $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2) = 13,51 +0,95 (20,265 \times 2)=52,014$  KN.

Niv 6 :  $Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 13,51 +0,90 (20,265 \times 3)= 68,226$  KN.

Niv 5 :  $Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=13,51 +0,85 (20,265 \times 4)= 82,411$  KN.

Niv 4 :  $Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=13,51 +0,80 (20,265 \times 5)=94,57$  KN.

Niv 3 :  $Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=13,51 +0,75 (20,265 \times 6)= 104,702$  KN.

Niv 2 :  $Q_0+0,714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 13,51+0,714(20,265 \times 7)$

$$=114,794 \text{ KN.}$$

Niv 1 :  $Q_0+0,688 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=13,51+0,688 (20,265 \times 8)$

$$= 125,048 \text{ KN.}$$

RDC :  $Q_0+0,667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_{RDC})=13,51+0,667(20,265 \times 9)$

$$=135,161 \text{ KN.}$$

Niveau	Charges permanentes (G) (KN)					Charges d'exploitation Q(KN)		Effort normal N(KN) $N=G_{cum}+Q_{cum}$	Section du poteau	
	plancher	poutre	poteau	$G_{TOT}$	$G_{CUM}$	$Q_{plancher}$	$Q_{CUM}$		$S_{Trouvée}$	$S_{Adoptée}$
<b>9</b>	70,252	22,931	4,781	79,964	79,964	13,51	13,51	93,474	62,32	<b>35x35</b>
<b>8</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	187,576	20,265	33,775	221,351	147,57	<b>35x35</b>
<b>7</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	295,188	20,265	54,04	349,228	232,82	<b>35x35</b>
<b>6</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	402,8	20,265	74,305	477,105	318,07	<b>40x40</b>
<b>5</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	510,412	20,265	94,57	604,982	403,32	<b>40x40</b>
<b>4</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	618,024	20,265	114,835	732,859	488,57	<b>40x40</b>
<b>3</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	725,636	20,265	135,1	860,736	573,82	<b>40x40</b>
<b>2</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	833,248	20,265	155,365	988,613	659,07	<b>45x45</b>
<b>1</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	940,86	20,265	175,63	1116,49	744,33	<b>45x45</b>
<b>RDC</b>	79,9	22,931	4,781	107,612	1048,418	20,265	195,895	1244,313	829,54	<b>45x45</b>

Tableau II-7 : Section des poteaux des différents étages

**II-5) Vérifications :**

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

Conditions exigés par le RPA	poteaux	Valeur calculée	vérification
Min (b ;h)≥25	(35x35) (40x40) (45x45)	Min(b ;h)=35	✓
Min(b ;h)≥h <sub>e</sub> /20	(35x35) (40x40) (45x45)	H <sub>e</sub> /20=306/20=15,3	✓
1/4 ≤ b / h ≤ 4	(35x35) (40x40) (45x45)	b/h=1	✓

**Tableau II-8 : vérification des sections des poteaux selon les conditions du RPA**

### Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

$$\lambda = L_f / i \leq 50$$

Avec :  $L_f$  : Longueur de flambement  $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$ .

$$i: \text{ rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$h_0$  : Hauteur libre du poteau.

$S$  : Section transversale du poteau  $\rightarrow S = b \times h$ .

$I$  : Moment d'inertie du poteau

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} ; I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0,7l_0\sqrt{12}}{b}$$

Finalement :  $\lambda = 2,425l_0/b$

Niveau	poteau	H <sub>0</sub> (m)	b(m)	λ	vérification
Du RDC à l'étage 2	(45x45)	3,06	0,45	16,49	✓
du 3 <sup>ème</sup> étage au 6 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	3,06	0,4	18,55	✓
du 7 <sup>ème</sup> étage au 9 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	3,06	0,35	21,2	✓

**Tableau II-8 : vérification de la condition de non flambement des poteaux.**

La condition de l'élanement  $\lambda \leq 50$  est 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  $\rightarrow ht = 20$  cm.

-Épaisseur de la dalle pleine  $\rightarrow e = 20$  cm.

-Épaisseur des voiles  $\rightarrow a = 20$  cm.

-Section des poutres :

- Poutres principales  $\rightarrow (30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires  $\rightarrow (30 \times 35)$  cm<sup>2</sup>.

-Section des poteaux :

- RDC-,2  $\rightarrow (45 \times 45)$  cm<sup>2</sup>.
- Niveaux : 3, 4, 5, 6  $\rightarrow (40 \times 40)$  cm<sup>2</sup>.
- Niveaux : 7, 8, 9  $\rightarrow (35 \times 35)$  cm<sup>2</sup>.

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

**Introduction :**

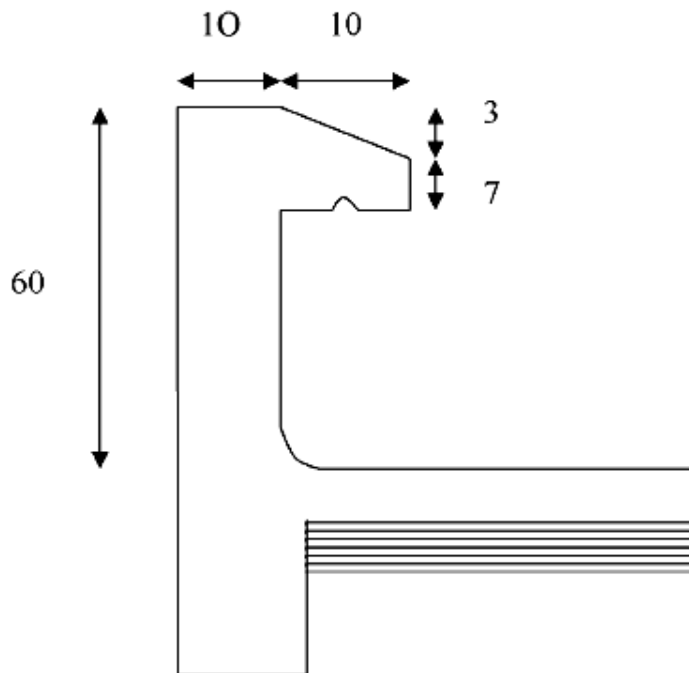
Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère et les escaliers ainsi que des éléments structuraux comme le cas des planchers.

**I) calcul de l'acrotère :**

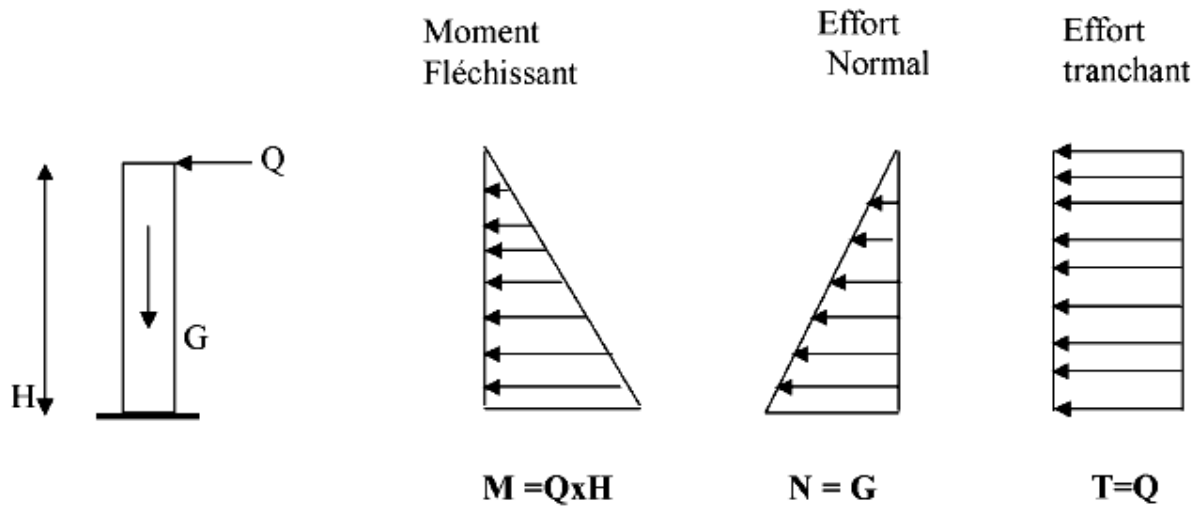
L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcul sous l'effet de deux efforts et sera déterminer en flexion composée avec compression. il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation

( $Q= 1[\text{KN/ml}]$ ) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1[m] de largeur.

**I) 1-Dimension de l'acrotère :**

**Figure III-1 : coupe verticale de l'acrotère**

**Schéma statique :****I) 2- Détermination des sollicitations :**

$$G = [0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + (0,03 \times 0,1)/2] \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

Le poids propre de l'acrotère est :  $G = 1,7125 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

Effort normal dû au poids propre  $N = G \times 1 \text{ m} = 1,7125 \text{ KN.}$

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

Moment fléchissant dû à la surcharge  $M = T \times H = 0,6 \text{ KN.m}$

**I) 3- combinaisons des charges :****• À l'ELU :**

$$N_u = 1,35G = 1,35(1,7125) = 2,312 \text{ KN.}$$

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

**• À l'ELS :**

$$N_s = 1,7125 \text{ KN.}$$

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

**I) 4- Ferrailage de l'acrotère:**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section de  $(b \times h)$  cm<sup>2</sup> soumise à la flexion composée.

$h$  : L'épaisseur de la section=10cm.

$b$  : La largeur de la section=100cm.

$c$  : L'enrobage=2cm.

$d = h - c$  : C'est la hauteur utile.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

**Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,312} = 38,92 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{2} - c < e_u$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

- Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif, puis en flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

**I) 4)1-Calcul en flexion simple :****Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,9 + 2,312 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_f = 0,969$$

**Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,969 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta_y} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_u \leq \mu_l = 0,392$  la section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,995$$

### **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,969 \cdot 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

### **I) 4)2-Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{cm}^2$$

On prend 5HA8=2,51cm<sup>2</sup> ; avec un espacement S<sub>t</sub>=20cm.

### **I) 5- Vérification à l'ELU :**

#### **a)Condition de non fragilité :(Art. A.4.2 .1/BEAL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \times \frac{e - 0,455d}{e - 0,185d}$$

$$A_{\min} = 0,23(100)(8) \left( \frac{2,1}{400} \right) \times \frac{39 - 0,455 \times 8}{39 - 0,185 \times 8} = 0,91 \text{cm}^2$$

$$A = 2,51 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,91 \text{cm}^2$$

—————> Condition vérifiée.

#### **•Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>

Avec un espacement S<sub>t</sub> = 25cm.

**b) Vérification au cisaillement : (Art. A.5.1.1/BAEL 91)**

La fissuration est prise comme étant préjudiciable ; on doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4\text{MPa} \right] = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875\text{MPa}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) vérification de l'adhérence des barres : (Art. A.6.1.1,3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,16\text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Espacement des barres :**

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

$$20\text{cm} \leq 30\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$25\text{cm} \leq 40\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Ancrage des armatures (longueur de scellement) : (Art. A.6.1.1,23/BAEL 91)**

$$l_s = \frac{f_e \phi}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$\psi_s = 1$  pour les RL et 1,5 pour les HA

$$l_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{cm}$$

Soit  $l_s = 30 \text{cm}$

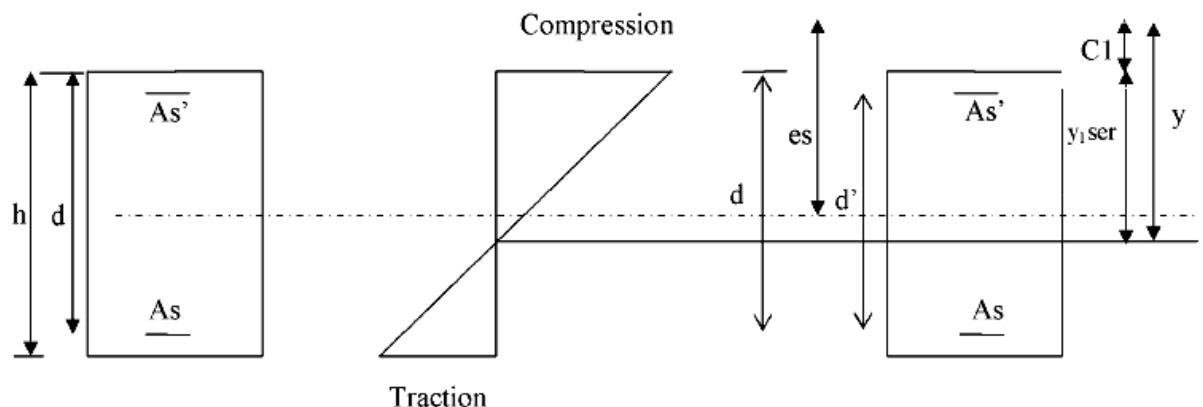
**I) 6-Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

$\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA)  $\phi \geq 6 \text{mm}$ .



**Figure III-2 : répartition des contraintes dans l'acrotère**

On a  $C1$  : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35 = -30 \text{ cm}$$

On se basant sur la figure ci-dessus, on résout l'équation suivante pour trouver la valeur de  $Y$

$$y^3 + py + q = 0$$

$$p = -3(c1)^2 - 90\hat{A}_s \left( \frac{c1 - \hat{c}}{b} \right) + 90\hat{A}_s \left( \frac{d - c1}{b} \right)$$

$$p = -3(-30)^2 - 90(2,51) \left( \frac{8 + 30}{100} \right)$$

$$p = -2614,158$$

$$q = -2(c1)^3 - 90\hat{A}_s \left[ \frac{(c1 - \hat{c})^2}{b} \right] - 90\hat{A}_s \left[ \frac{(d - c1)^2}{b} \right]$$

$$q = -2(-30)^3 - 90(2,51) \left[ \frac{(8 + 30)^2}{100} \right]$$

$$q = 50738$$

$$\Rightarrow y^3 - 2614,158y + 50738 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

$$Q = \frac{3p}{9} = \frac{p}{3} = -871,386$$

$$R = \frac{-27q}{54} = -\frac{q}{2} = -25369$$

Calcul de  $\Delta$  :

$$\Delta = Q^3 + R^2 = (-871,386)^3 + (25369)^2 = -1,8 \times 10^7$$

$\Delta \leq 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines

$$\begin{cases} y_1 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{\omega}{3} \\ y_2 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{\omega + 2\pi}{3} \\ y_3 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{\omega + 4\pi}{3} \end{cases}$$

Avec :

$$\cos \omega = \frac{R}{\sqrt{-Q^3}} = -0,986$$

$$\omega = 170,48$$

Donc :

$$y_1 = 32,3$$

$$y_2 = -58,94$$

$$y_3 = 26,64$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 \leq y_{\text{ser}} \leq d$$

$$y_{1\text{ser}} = y + C1$$

$$y_{1\text{ser}} = 32,3 - 30 = 2,3\text{cm}$$

$$y_{2\text{ser}} = -58,94 - 30 = -88,94\text{cm}$$

$$y_{3\text{ser}} = 26,64 - 30 = -3,36\text{cm}$$

$$y_{1\text{ser}} = 2,3\text{cm}$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b(y_{1\text{ser}})^3}{3} + n[A(d - y_{1\text{ser}})^2 + \dot{A}(y_{1\text{ser}} - d)^2]$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

$$I = \frac{100(2,3)^3}{3} + 15[2,51(8 - 2,3)^2]$$

$$I = 1628,82\text{cm}^4$$

#### **a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{yN_{\text{ser}}}{I} y_{1\text{ser}} = \frac{323 \times 1,7125 \times 10^3}{1628,82 \times 10^4} \times 2,3 \times 10 = 0,78\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

**b) Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{yN_{\text{ser}}}{I} (d - y_{1\text{ser}}) = 15 \times \frac{323 \times 1,7125 \times 10^3}{1628,82 \times 10^4} (80 - 23) = 29,03 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 29,03 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

————> Condition vérifiée.

**4) Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA 99.Art 6.2.3)**

L'acrotère est calculé sous l'action des efforts sismique selon la formule suivante :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2) A = 0,15

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontal (C<sub>p</sub> = 0,8)

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère=1,7125KN/ml

D'où :

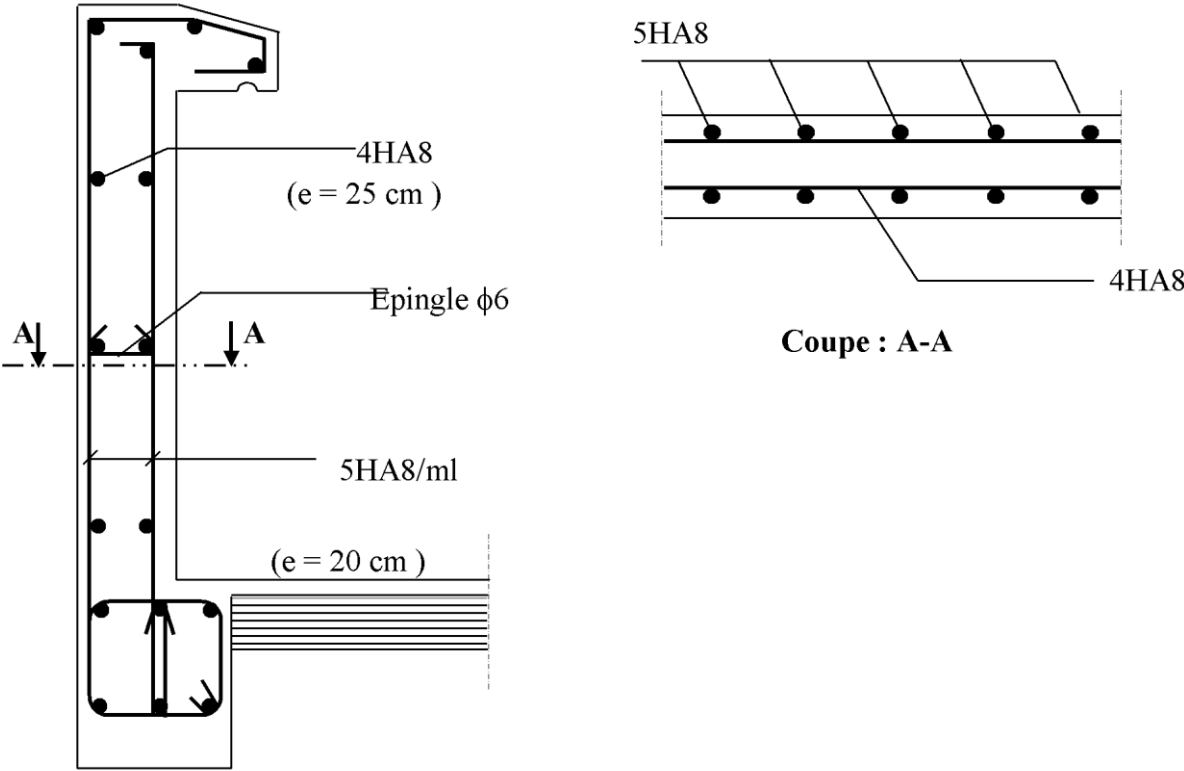
$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml}$$

————> Condition vérifiée.

**Conclusion :**

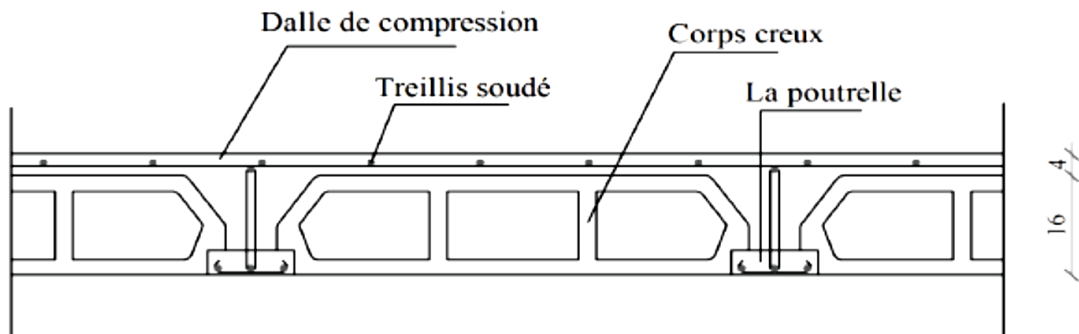
La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.



**Figure III-3 : Ferrailage de l'acrotère.**

## **II) Calcul des planchers à corps creux :**



**Figure III-4 : schéma descriptif d'un plancher en corps creux**

Dans notre projet, le plancher est constitué de la dalle de compression et du corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :  $h \geq \frac{L}{22,5}$

Avec :  $h$  : c'est la hauteur totale du plancher.

$L$  : c'est la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

Dans notre cas :  $L=340m$ , ce qui nous donne :

$$h \geq \frac{340}{22,5} = 15,11$$

On opte pour un plancher  $(16+4) \Rightarrow h=20cm$ .

### **II.1.1) ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place ( $e=4cm$ ), armée d'un quadrillage de barres (Treillis soudés TL520 avec  $f_e = 520 MPa$ ) dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- **20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **33cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

#### **Calcul des armatures :**

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

Avec  $l'$  : distance de l'entre axe des poutrelles comprise entre 50 et 80 [cm].

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0,5 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 5T4=0,63\text{cm}^2.$$

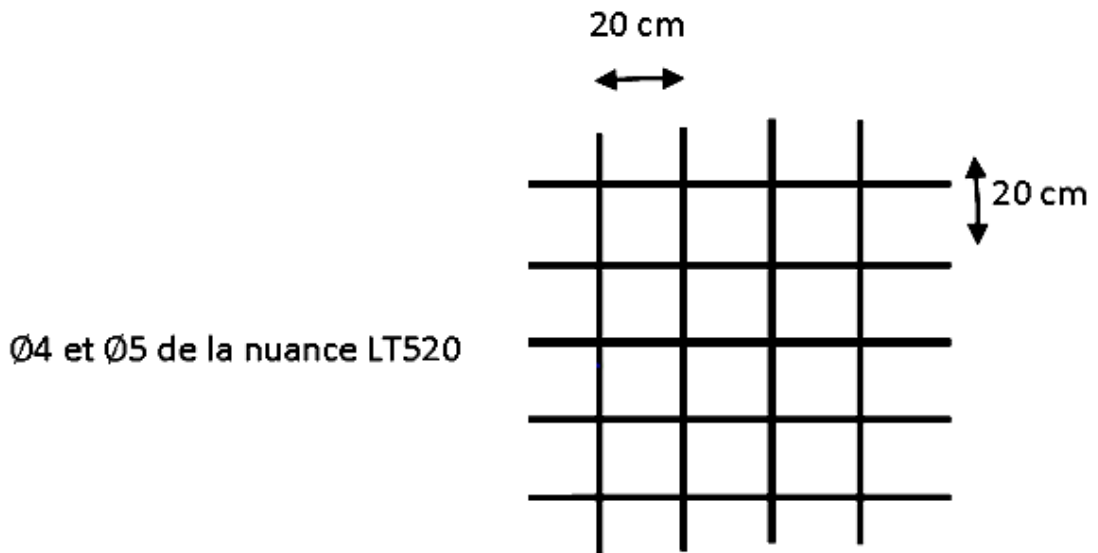
Avec  $e = 20cm$ .

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2$$

$A_{\neq} = 0,63/2 = 0,315 \text{cm}^2$ . Soit  $4T5 = 0,49 \text{cm}^2$ .

Avec :  $e = 20 \text{cm}$ .



**Figure III-5 : treillis soudé (200x200)**

### **II.1.2) Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Le calcul de la poutrelle se fait par deux étapes.

#### **a) Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux et celui de la main d'œuvre.

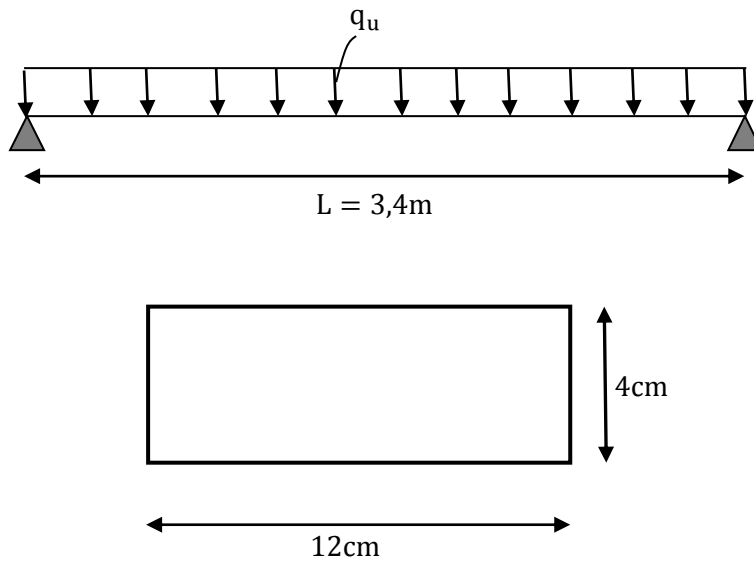
Le poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{KN/ml}$ .

Le poids du corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{KN/ml}$ .

Le poids total:  $G_1 + G_2 = 0,74 \text{KN/ml}$ .

Surcharge de l'ouvrier =  $1 \text{KN/ml}$ .

**Ferrailage à l'ELU :**



**Dimensions :**

$b = 12\text{cm}$ : Largeur de la poutrelle.

$h = 4\text{cm}$ : Hauteur de la poutrelle.

$c = 2\text{cm}$ : Enrobage.

$d = 2\text{cm}$ : Hauteur utile.

**Combinaison de charge :**

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

$$q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1)$$

$$q_u = 2,5\text{KN/ml}$$

**Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5(3,4)^2}{8} = 3,6\text{KN.m}$$

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5(3,4)}{2} = 4,25\text{KN}$$

**Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,6 \cdot 10^3}{12(2)^2 \cdot 14,2} = 5,282$$

$$\mu = 0,528 \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soient pas nécessaires.

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

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement par ses deux extrémités, elle sera calculée comme une section en T soumise aux charges uniformément réparties. Elle est soumise aux charges suivantes :

**Poids du plancher :**

**Plancher terrasse :**

Charges permanentes:  $G = 5,84 \times 0,65 = 3,796 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

**Planchers étage courant :**

Charges permanentes:  $G = 5,2 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

**Plancher RDC:**

Charges permanentes:  $G = 5,2 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

**a) Combinaison de charges :**

**Plancher terrasse :**

ELU:  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,796) + (1,5 \times 0,65) = 6,1 \text{ KN/ml}$

ELS :  $Q_{ser} = G + Q = 3,796 + 0,65 = 4,446 \text{ KN/ml}$

**Plancher étage courant:**

ELU:  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,38) + (1,5 \times 0,975) = 6,03 \text{ KN/ml}$

ELS :  $Q_{ser} = G + Q = 3,38 + 0,975 = 4,355 \text{ KN/ml}$

**Plancher RDC :**

ELU:  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,38) + (1,5 \times 1,625) = 7 \text{ KN/ml}$

ELS :  $Q_{ser} = G + Q = 3,38 + 1,625 = 5 \text{ KN/ml}$

**Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable est celui du RDC.

**b). Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

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

**Les conditions d'application de la méthode forfaitaire (CBA93-Article B.6.2.2.1) :**

1- La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien  $5\text{KN/m}^2$ , c'est-à-dire:

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 10,4 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} / \text{m}^2. \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

3- Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

**4- Vérification :**

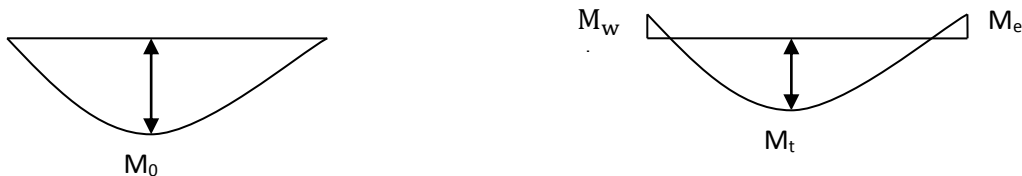
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{340}{335} = 1,01 \\ \frac{300}{335} = 0,89 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

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

**Principe de la méthode :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$ , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



**Figure III-6. : Diagramme des moments**

**Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \mapsto \alpha = 0$  et pour  $Q=2G \mapsto \alpha = 2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur de la travée entre nus d'appuis} \\ Q : \text{charge uniformément répartie} \end{array} \right.$

$M_w$  Et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

$M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \mathbf{M_t} \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\
 M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans le cas d'une travée de rive}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.$$

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

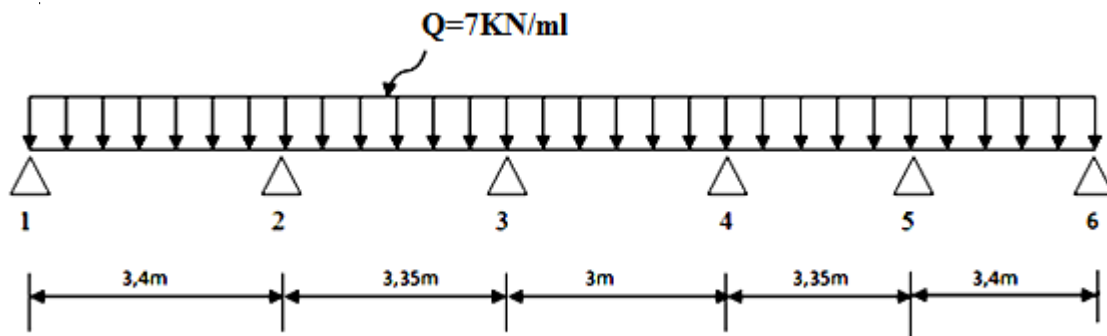
0,6M<sub>0</sub> dans le cas d'une poutre à deux travées

0,5M<sub>0</sub> pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

0,4M<sub>0</sub> pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

0,3M<sub>0</sub> pour les appuis de rive semi encastrés.

-Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



**Calcul des coefficients :**

$\alpha$  : Rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,625}{1,625 + 3,38} = 0,325$$

$$\left\{ \begin{array}{l}
 1 + 0,3 \alpha = 1,098 \\
 \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,549 \\
 \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} = 0,649
 \end{array} \right.$$

**Méthode forfaitaire :**

**Calcul des moments isostatiques :**

**Travée 1-2 :**

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7(3,4)^2}{8} = 10,115\text{KN.m}$$

**Travée 2-3 :**

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7(3,35)^2}{8} = 9,819\text{KN.m}$$

**Travée 3-4 :**

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7(3)^2}{8} = 7,875\text{KN.m}$$

**Travée 4-5 :**

$$M_{04} = M_{02} = 9,819\text{KN.m}$$

**Travée 5-6 :**

$$M_{05} = M_{01} = 10,115\text{KN.m}$$

**Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,3M_{01} = 0,3(10,115) = 3,0345\text{KN.m}$$

$$M_2 = 0,5\max(M_{01}; M_{02}) = 0,5\max(10,115; 9,819) = 0,5(10,115) = 5,0575\text{KN.m}$$

$$M_3 = 0,4\max(M_{02}; M_{03}) = 0,4\max(9,819; 7,875) = 0,4(9,819) = 3,928\text{KN.m}$$

$$M_4 = M_3 = 3,928\text{KN.m}$$

$$M_5 = M_2 = 5,0575\text{KN.m}$$

$$M_6 = M_1 = 3,0345\text{KN.m}$$

**Calcul des moments en travée :**

**Travée de rive 1-2 :**

$$1 - M_{t(1-2)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,649M_{01} = 0,649(10,115) = 6,565\text{KN.m}$$

$$2 - M_{t(1-2)} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,098M_{01} \longrightarrow M_{t(1-2)} + \frac{3,0345 + 5,0575}{2} \geq 1,098(10,115)$$

$$\longrightarrow M_{t(1-2)} \geq 7,06\text{KN.m}$$

On prend :  $M_{t(1-2)} = 7,06\text{KN.m}$

**Travée intermédiaire 2-3 :**

$$1 - M_{t(2-3)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,549M_{02} = 0,549(9,819) = 5,39\text{KN.m}$$

$$2 - M_{t(2-3)} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq 1,098M_{02} \Rightarrow M_{t(2-3)} + \frac{5,0575 + 3,928}{2} \geq 1,098(9,819)$$

$$\Rightarrow M_{t(2-3)} \geq 6,29\text{KN.m}$$

On prend :  $M_{t(2-3)} = 6,29\text{KN.m}$

**Travée intermédiaire 3-4 :**

$$1 - M_{t(3-4)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,549M_{03} = 0,549(7,875) = 4,323\text{KN.m}$$

$$2 - M_{t(3-4)} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1,098M_{03} \Rightarrow M_{t(3-4)} + \frac{3,928 + 3,928}{2} \geq 1,098(7,875)$$
$$\Rightarrow M_{t(3-4)} \geq 4,72\text{KN.m}$$

On prend :  $M_{t(3-4)} = 4,72\text{KN.m}$

**Travée intermédiaire 4-5 :**

$$1 - M_{t(4-5)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,549M_{04} = 0,549(9,819) = 5,39\text{KN.m}$$

$$2 - M_{t(4-5)} + \frac{M_4 + M_5}{2} \geq 1,098M_{04} \Rightarrow M_{t(4-5)} + \frac{3,928 + 5,0575}{2} \geq 1,098(9,819)$$
$$\Rightarrow M_{t(4-5)} \geq 6,29\text{KN.m}$$

On prend :  $M_{t(4-5)} = 6,29\text{KN.m}$

**Travée de rive 5-6 :**

$$1 - M_{t(5-6)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,649M_{05} = 0,649(10,115) = 6,565\text{KN.m}$$

$$2 - M_{t(5-6)} + \frac{M_5 + M_6}{2} \geq 1,098M_{01} \Rightarrow M_{t(5-6)} + \frac{5,0575 + 3,0345}{2} \geq 1,098(10,115)$$
$$\Rightarrow M_{t(5-6)} \geq 7,06\text{KN.m}$$

On prend :  $M_{t(5-6)} = 7,06\text{KN.m}$

**Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u l}{2}$$

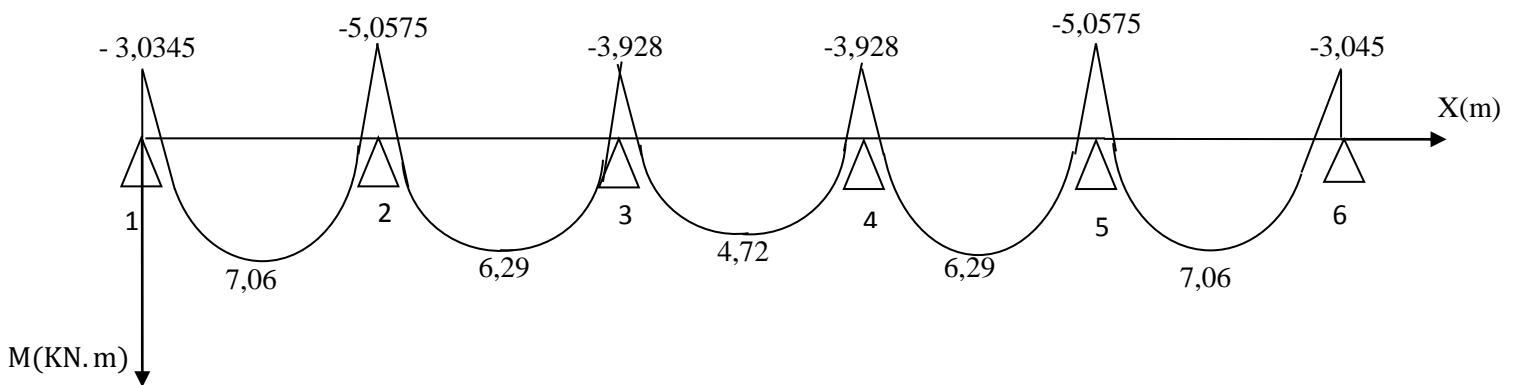
$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u l}{2}$$

$T_w$  et  $T_e$  Représentent respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

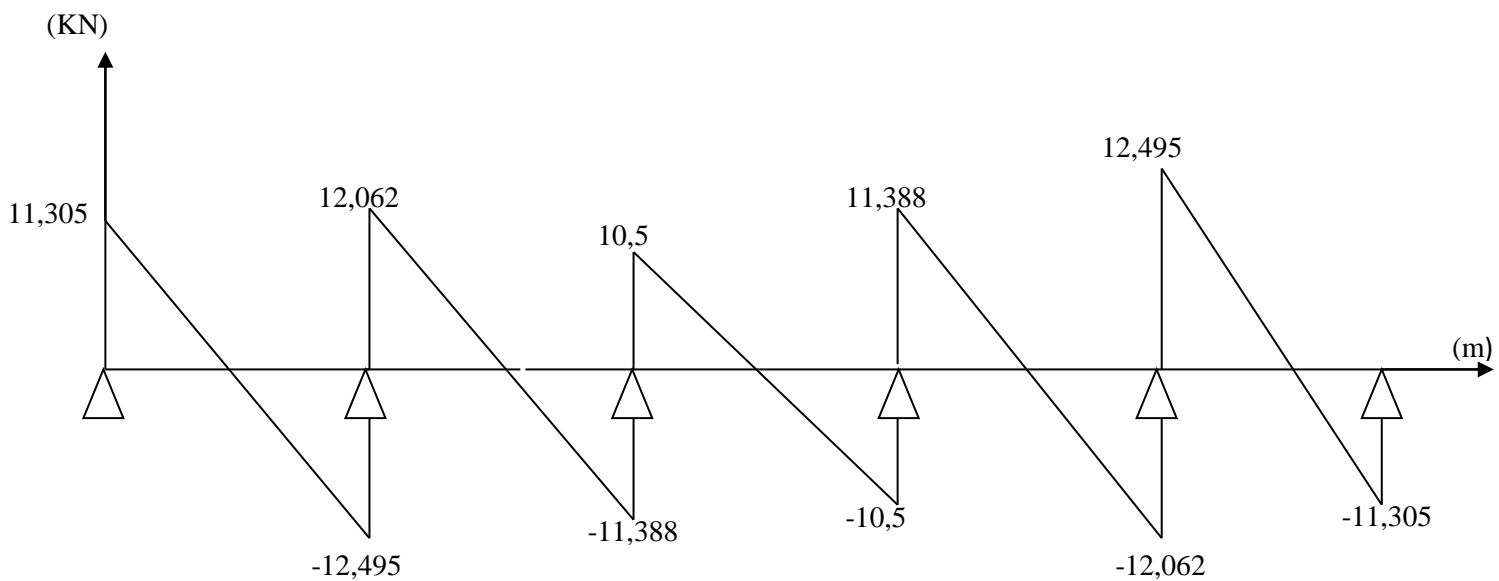
Travées	(1-2)=3,4m	(2-3)=3,35m	(3-4)=3m	(4-5)=3,35m	(5-6)=3,4m
$M_w$ (KN. m)	3,0345	5,0575	3,928	3,928	5,0575
$M_e$ (KN. m)	5,0575	3,928	3,928	5,0575	3,0345
$T_w$ (KN)	11,305	12,062	10,5	11,388	12,495
$T_e$ (KN)	-12,495	-11,388	-10,5	-12,062	-11,305
$M_t$ (KN. m)	7,06	6,29	4,72	6,29	7,06

**Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

**Diagramme des moments fléchissant :**



**Diagramme des efforts tranchants:**



**Ferrillage à l'ELU :**

$$M_t^{\max} = 7,06 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5,0575 \text{KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 12,495 \text{ KN}$$

**Armatures longitudinales :**

**En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une section en T.

**Position de l'axe neutre :**

Si  $M_t^{\max} \geq M_{tb}$  → l'axe neutre est dans la nervure.

Si  $M_t^{\max} \leq M_{tb}$  → l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$\begin{aligned} M_{tb} &= f_{bc} \cdot b \cdot x \cdot h_0 \cdot (d - 0,5h_0) \\ &= 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 \cdot (0,18 - 0,02) \\ &= 59,072 \text{KN.m} \end{aligned}$$

$M_t^{\max} = 7,06 \text{KN.m} \leq M_{tb} = 59,072 \text{KN.m}$  → L'axe neutre est dans la table de compression.

Donc, le calcul se fera comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 x 20).

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,06 \cdot 10^3}{(65)(18)^2(14,2)} = 0,024$$

$$\mu_b = 0,024 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,06(10)^3}{0,988(18)(348)} = 1,14 \text{cm}^2$$

On adopte **3HA10 = 2,35cm<sup>2</sup>**

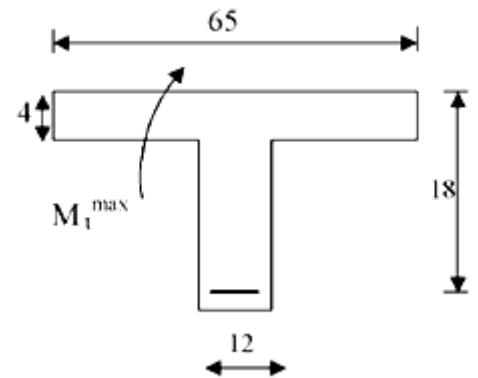
**Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5,0575 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,0575 \cdot 10^3}{(12)(18)^2(14,2)} = 0,092$$

$$\mu_b = 0,092 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,092 \rightarrow \beta = 0,953$$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,0575(10)^3}{0,953(18)(348)} = 0,85\text{cm}^2$$

On adopte **2HA10 = 1,57cm<sup>2</sup>**

### **Armatures transversales :(Art A.7.2, 2/BAEL91)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le BAEL91 :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\min}\right)$$

Avec :

h = La hauteur totale de la poutrelle.

b<sub>0</sub> = Largeur de l'âme.

$\phi_t^{\min}$  = Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,00\right) = 0,57\text{cm}$$

On choisit un étrier  **$\phi 8$**  avec  **$A_t = 2T8 = 1\text{cm}^2$**

### **Espacement des barres :(Art. A.5.1,22/BAEL91)**

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

$$S_t \leq (16,2\text{cm}; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 15\text{cm}$

Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$ , on doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4\text{MPa} \rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b_0 S_t}{f_e} = 0,4 \frac{(12)(15)}{400} = 0,18\text{cm}^2$$

### **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en  $\phi 8$  avec un espacement de 15cm sur la totalité de la poutrelle.

### **Longueur de scellement :(Art. A.6.1, 23/BAEL91)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$$

$$\tau_s = 1,5\Psi_s^2 (f_{t28}) = 1,5(1,5)^2(2,1) = 2,84\text{MPa}$$

$$l_s = \frac{1(400)}{4(2,835)} = 35,27\text{cm}$$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur  $l_c = 0,4l_s = 0,4(35,27) = 14,11\text{cm}$

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(12)(18) \left( \frac{2,1}{400} \right) = 0,26\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \leq A_t = 2,35\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \leq A_t = 1,57\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification au cisaillement: (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b_0)(d)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{12,495(10)^3}{(120)(180)} = 0,578\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Influence de l'effort tranchant sur le béton: (A.5.1, 313/BAEL91modifié 99)**

$$T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} (0,9)db_0 = 0,4 \frac{25}{1,5} (0,9)(18)(12) = 129,6\text{KN}$$

Sur appuis de rives :  $T_u^{\max} = 11,305\text{KN} \leq 129,6\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sur appuis intermédiaires :  $T_u^{\max} = 11,305 + 12,495 = 23,8\text{KN} \leq 129,6\text{KN}$   
 $\longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures:**

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$

Sur appuis de rives :  $A = 1,57\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 11,305 - \frac{3,0345}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,21\text{cm}^2$   
 $\longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sur appuis intermédiaires :  $A = 2,35\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 12,495 - \frac{5,0575}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,54\text{cm}^2$   
 $\longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,495 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3,14} = 0,82 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,82 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa}$$

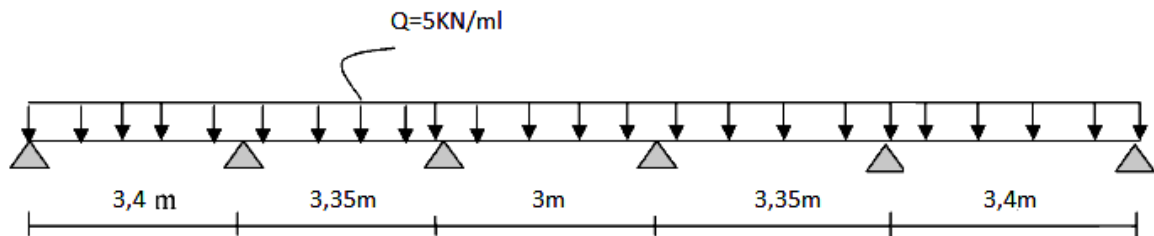
—————> Condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS :**

**Combinaison de charge :**

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 3,38 + 1,625 = 5 \text{KN/m}$$



La contrainte de compression est limitée à :

Lorsque la valeur de la charge est identique dans les différentes travées, le (**Art-A-6-5-1/BAEL91**) précise que la multiplication des résultats obtenus à l'ELU par le coefficient  $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$  nous donne directement les valeurs des efforts internes à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5}{7} = 0,71$$

**Moment aux appuis :**

$$M_1 = 0,71(-3,0345) = -2,154 \text{ KN. m} = M_6$$

$$M_2 = 0,71(-5,0575) = -3,591 \text{ KN. m} = M_5$$

$$M_3 = 0,71(-3,928) = -2,789 \text{ KN. m} = M_4$$

**Moment en travée :**

$$M_{t(1-2)} = 0,71(7,06) = 5,012 \text{ KN. m} = M_{t(5-6)}$$

$$M_{t(2-3)} = 0,71(6,29) = 4,466 \text{ KN. m} = M_{t(4-5)}$$

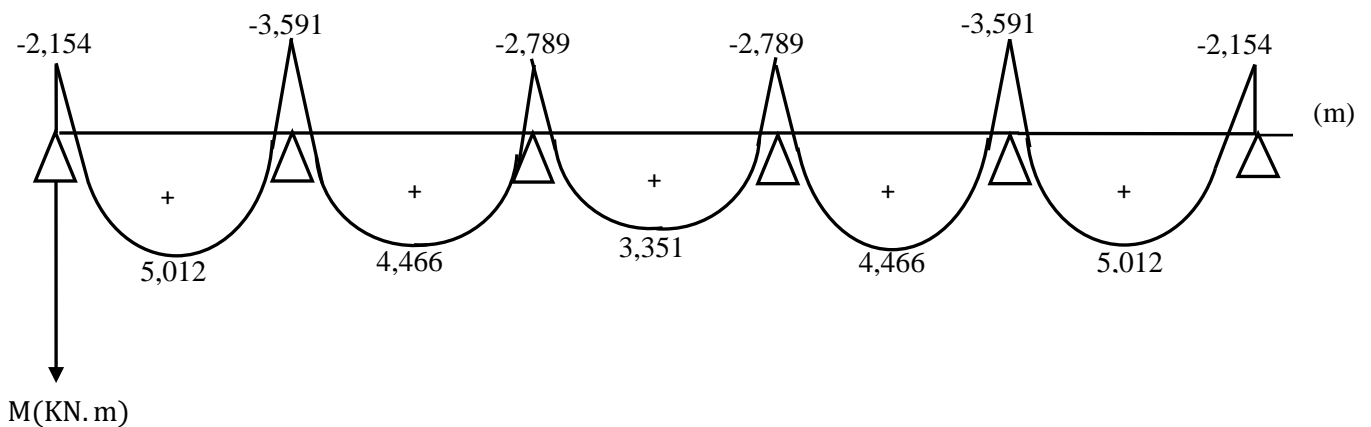
$$M_{t(3-4)} = 0,71(4,72) = 3,351 \text{ KN. m}$$

**Calcul des efforts tranchants :**

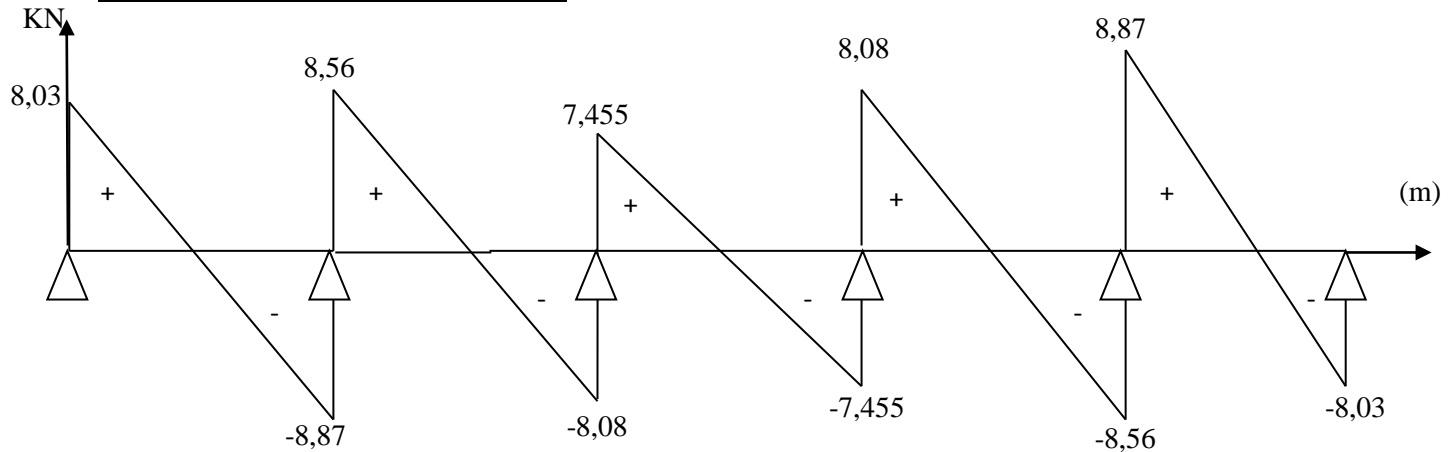
Travée	$T_w$	$T_e$
(1-2)	8,03	-8,87
(2-3)	8,56	-8,08
(3-4)	7,455	-7,455
(4-5)	8,08	-8,56
(5-6)	8,87	-8,03

**Diagramme des efforts internes :**

**Diagramme des moments fléchissant :**



**Diagramme des efforts tranchants :**



**Vérification à l'ELS :**

Les vérifications relatives aux états limites de service sont :

-Etat limite de résistance à la compression du béton.

-Etat limite de déformation.

-Etat limite d'ouverture des fissures.

**Etat limite de résistance à la compression du béton :** (Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa}$$

**En travée :**

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 8} = 2,45 \Rightarrow K_1 = 11,46; \beta_1 = 0,771$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,012 \times 10^3}{0,771 \times 18 \times 2,35} = 153,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 153,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{153,79}{11,46} = 13,42\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 8} = 1,635 \Rightarrow K_1 = 15,12; \beta_1 = 0,834$$

Donc, la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,591 \times 10^3}{0,834 \times 18 \times 1,57} = 152,36\text{MPa}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{152,36}{15,12} = 10,07\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

Les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes.

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

La fissuration est peu préjudiciable, donc la vérification n'est pas exigible.

**Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

Les règles (Art.6.5,2/BAEL91 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.

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

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

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

$h$  : Hauteur totale de la section.

$L$  : portée entre nus d'appuis.

$M_t$ : Moment max en travée.

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique.

$b_0$  : Largeur de nervure.

$d$  : Hauteur utile de la section droite.

$A$  : section des armatures.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,059 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,059 > \frac{5,012}{15(10,115)} = 0,033 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2,35}{18 \times 12} = 0,010 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{1}{500} \quad \text{avec} \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$F_i = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{1}{500} \quad \text{avec} \quad I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu \lambda_i}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,86 = 32456,6 \text{MPa}$$

$E_v$  : Module de déformation différé.

$E_i$  : Module de déformation longitudinal instantané.

### **a) Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

$B_0$  = Section du béton.

$A_{st}$  = Section d'armature tendue.

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

**b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :**

$$S_{/XX} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S_{/XX} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$V_1$  : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 + A_s \left( \frac{h}{2} - \hat{c} \right)^2 \right]$$

Dans notre cas  $A'_s = 0$

$$I_0 = \frac{65(20)^3}{12} + 15 \left[ 2,35 \left( \frac{20}{2} - 2 \right)^2 + \right] = 45589,33 \text{ cm}^4$$

Soit  $\rho$ , le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,012 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 138,419$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left( 2 + 3 \times \frac{12}{65} \right) 0,0109} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,74 = 1,5$$

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$  : Pour les déformations de longue durée.

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = 0,55$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1,1 \times 45589,33}{1 + 3,74(0,55)} = 16404,404\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1,1 \times 45589,33}{1 + 1,5(0,55)} = 27478,5\text{cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_t^s L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{5,012 \times 10^6 (3400)^2}{10 \times 32456,6 \times 16404,404 \times 10^4} = 1,09\text{mm}$$

$$f_i = 1,09\text{mm} \leq \bar{f} = \frac{3400}{500} = 6,8\text{mm}$$

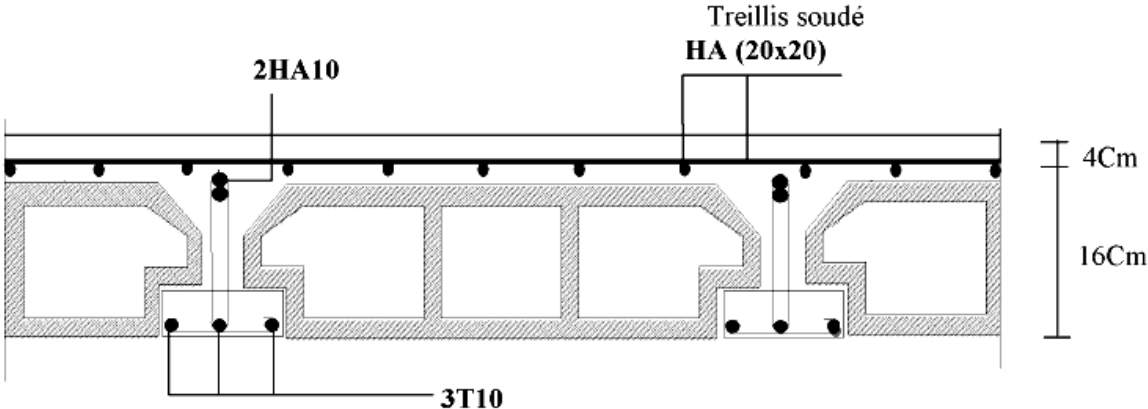
—————> Condition vérifiée.

$$f_v = \frac{M_t^s L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{5,012 \times 10^6 (3400)^2}{10 \times 10818,86 \times 27478,5 \times 10^4} = 1,95\text{mm}$$

$$f_v = 1,95\text{mm} \leq \bar{f} = \frac{3400}{500} = 6,8\text{mm}$$

—————> Condition vérifiée.

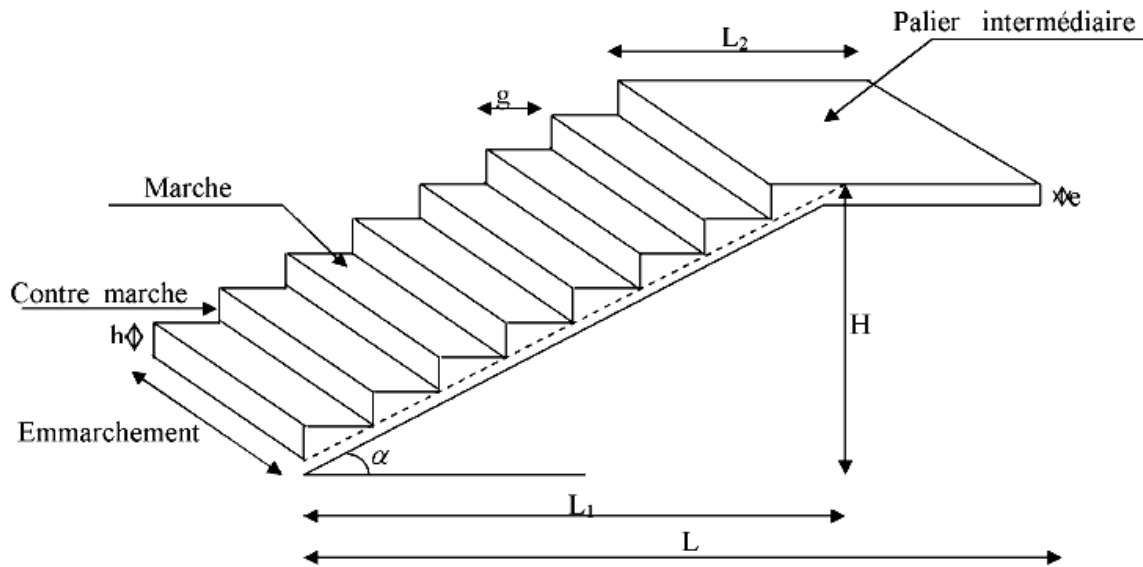
**En appuis**



**Schéma de ferrailage du plancher à corps creux**

**III) calcul de l'escalier :****III) 1-Introduction :**

Notre bâtiment est constitué des escaliers réalisés en béton armé et ils sont coulés sur place, ces escaliers sont composés de palier et de paillasse assimilés à des poutres isostatiques dans nos calcul.



**Figure III-1 : terminologie de l'escalier**

$g$  : Giron.

$h$  : Hauteur de la contre marche.

$e_p$  : Epaisseur de la paillasse.

$H$  : Hauteur de la volée.

$L$  : Longueur de la volée projetée.

**III) 2-pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement des escaliers sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

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

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

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

$$H_t = 153\text{cm.}$$

$$\text{Soit : } h = 17\text{cm}$$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow \text{Le nombre de marches } m = 9 - 1 = 8$$

**Relation de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

$$\text{Soit } g = 30\text{cm}$$

**Vérification de la relation de BLONDEL :**

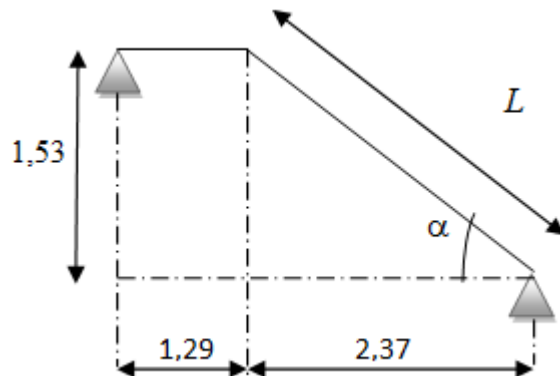
$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

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

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

$\Rightarrow$  La relation est vérifiée.

**La paillasse :**



L : C'est la longueur réelle de la paillasse.

$$\cos \alpha = \frac{237}{L} \Rightarrow L = \frac{237}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = x = \frac{153}{237} = 0,645 \rightarrow \alpha = 32,85^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,84$$

$$L = \frac{237}{\cos \alpha} = 282 \text{ cm}$$

Donc, la longueur du palier et de la paillasse est :  $282 + 129 = 411 \text{ cm}$ .

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{411}{30} \leq e_p \leq \frac{411}{20}$$

$$13,7 \leq e_p \leq 20,55$$

On prend :  $e_p = 17 \text{ cm}$ .

### **III) 3-Calcul des charges et des surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

#### **III) 3-a-Charge permanente :**

**La volée :**

Elément	Poids [KN/m <sup>2</sup> ]
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,17}{\cos 32,85} = 5,06$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des revêtements (carrelage, sable, mortier, enduit)	$0,44 + 0,36 + 0,44 + 0,2 = 1,44$
	<b>G = 8,625</b>

**Tableau III-3-1 : charge permanente totale de la volée.**

**Le palier :**

Elément	Poids [KN/m <sup>2</sup> ]
Poids propre du palier	$25 \times 0,17 = 4,25$
Poids des revêtements (carrelage, sable, mortier, enduit)	1,44
	<b>G = 5,69</b>

**Tableau III-3-2 : charge permanente totale du palier.**

**III) 3-b-Surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, et elle est la même pour le palier et la volée  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

**III) 3-C-Charge concentrée :**

$$p = (3,06 - 0,17)(3,04) \times 1\text{m} = 8,79\text{KN}$$

**III) 4-calcul des efforts internes :****Combinaison de charge à l'ELU :**

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

$$\text{Volée : } [1,35(8,625) + 1,5(2,5)] \times 1\text{m} = 15,39\text{KN/ml}$$

$$\text{Palier : } [1,35(5,69) + 1,5(2,5)] \times 1\text{m} = 11,43\text{KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } P_u = 1,35(8,79) = 11,86\text{KN}$$

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

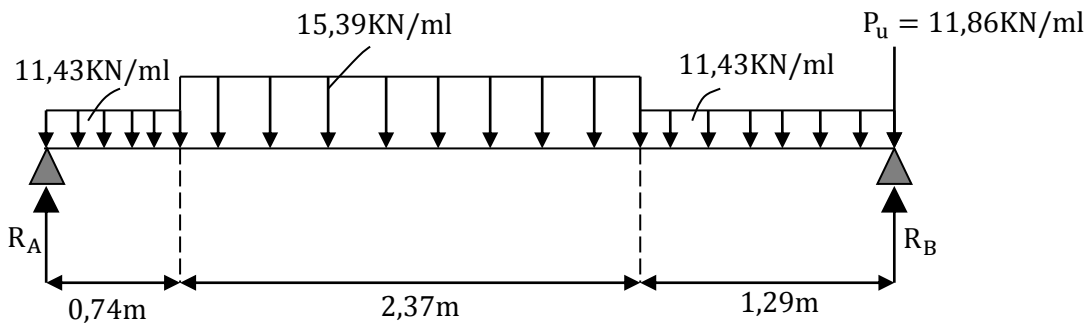


Figure III-2 : Schéma statique d'escalier.

**Les réactions d'appui :**

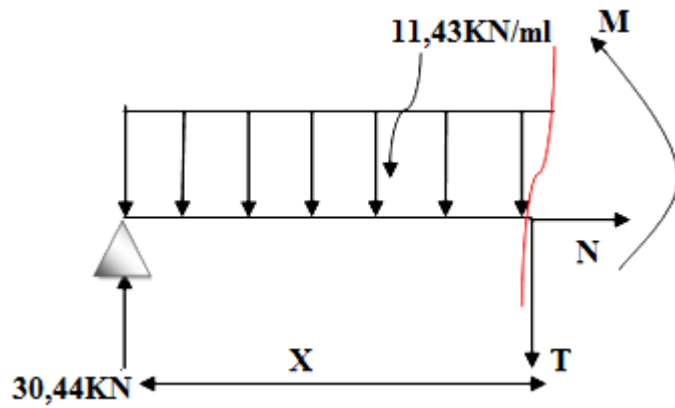
$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15,39 \times 2,37) + 11,43(0,74 + 1,29) + 11,86 = 71,54$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow -0,37(8,46) - 1,925(36,47) - 3,755(14,74) - 4,4(11,86) + 4,4R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 41,1$$

$$R_A + R_B = 71,54 \Rightarrow R_A = 30,44 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts internes :****1<sup>er</sup> tronçon:  $0 \leq X \leq 0,74\text{m}$  :**

**Efforts tranchants :**

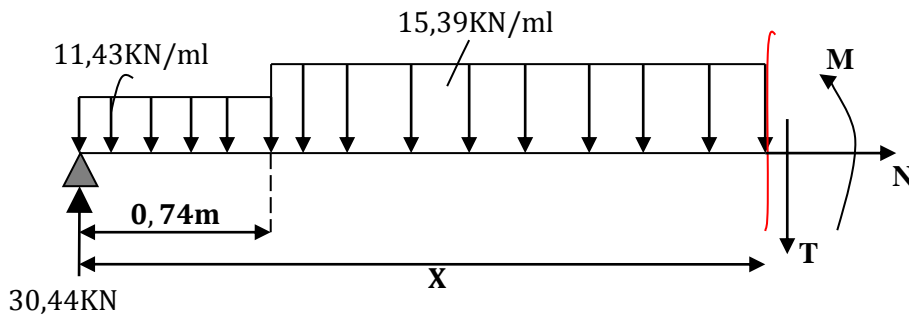
$$T = -11,43x + 30,44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \longrightarrow \quad T = 30,44\text{ kN} \\ \text{Pour } x=0,74\text{ m} \quad \longrightarrow \quad T = 21,98\text{ kN} \end{array} \right.$$

**Moments fléchissant :**

$$M = -11,43 \frac{x^2}{2} + 30,44x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \longrightarrow \quad M = 0 \\ \text{Pour } x=0,74\text{ m} \quad \longrightarrow \quad M = 19,38\text{ kN.m} \end{array} \right.$$

**2<sup>er</sup> tronçon:  $0,74 \leq X \leq 3,11$  m :****Efforts tranchants :**

$$T = -15,39(x - 0,74) - 11,43(0,74) + 30,44$$

$$T = -15,39x + 33,37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0,74\text{m} \Rightarrow T = 21,98\text{KN} \\ \text{Pour } x = 3,11\text{m} \Rightarrow T = -14,49\text{KN} \end{array} \right.$$

**Moments fléchissant :**

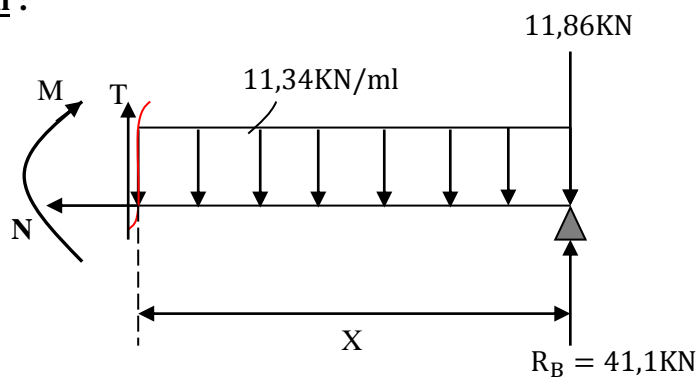
$$M = -15,39 \frac{(X - 0,74)^2}{2} - 11,43(0,74) \left(x - \frac{0,74}{2}\right) + 30,44x$$

$$M = -7,695x^2 + 33,37x - 1,1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0,74\text{m} \Rightarrow M = 19,38\text{KN.m} \\ \text{Pour } x = 3,11\text{m} \Rightarrow M = 28,2\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM}{dx} = T = -15,39x + 33,37$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,17\text{m} \Rightarrow M(x = 2,17) = 35,08\text{KN.m}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon:  $0 \leq X \leq 1,29$  m :**

**Efforts tranchants :**

$$T = 11,43x - 41,1 + 11,86$$

$$T = 11,43x - 29,24$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T = -29,24\text{KN} \\ \text{Pour } x = 1,29\text{m} \Rightarrow T = -14,49\text{KN} \end{array} \right.$$

**Moment fléchissant :**

$$M = \frac{-11,43x^2}{2} - 11,86x + 41,1x$$

$$M = -5,715x^2 + 29,24x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M = 0 \\ \text{Pour } x = 1,29\text{m} \Rightarrow M = 28,2\text{KN.m} \end{array} \right.$$

**Remarque** : afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie les valeurs des moments fléchissant par des coefficients réducteurs tel que :

En travée :

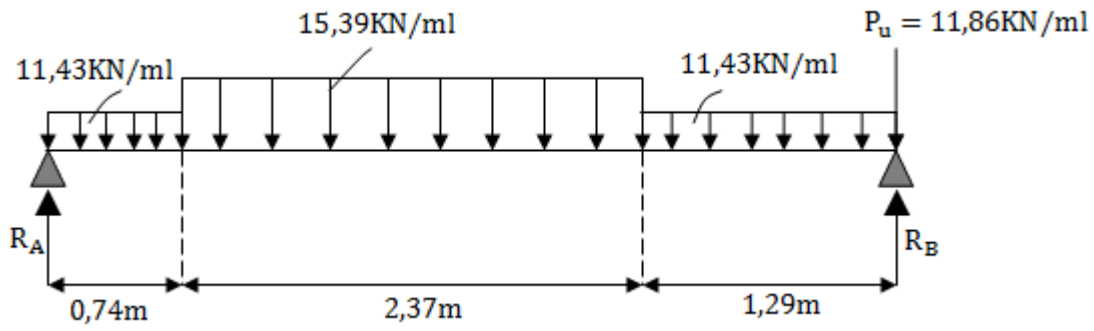
$$M_t = 0,85(35,08) = 29,82\text{KN.m}$$

Aux appuis :

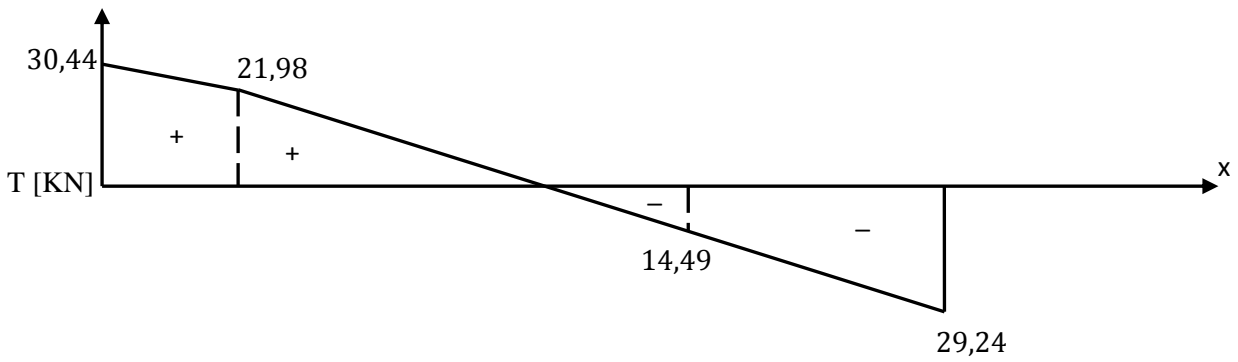
$$M_A = -0,3(19,38) = -5,81\text{KN.m}$$

$$M_B = -0,3(28,2) = -8,46\text{KN.m}$$

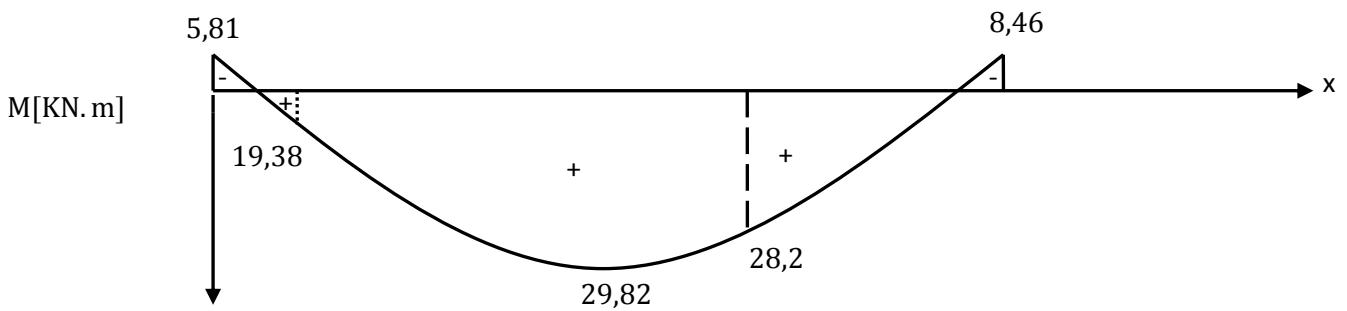
**Diagramme des efforts internes :**



**Efforts tranchants :**



**Moments fléchissant :**

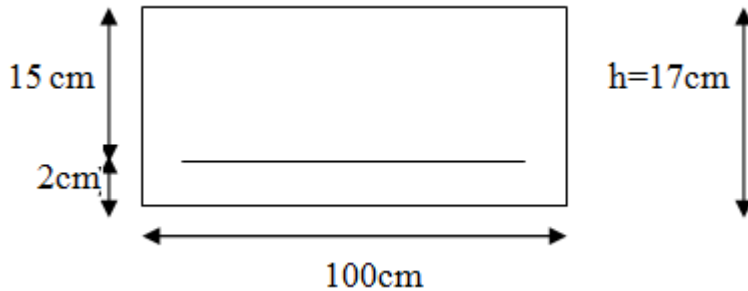


**III) 5-Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple, Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans les diagrammes précédents.

**III) 5-a-Aux appuis :**

**Appui A :**  $M_A = -5,81. m$

**Armatures principales :**

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85(25)}{1(1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{5,81 \cdot 10^3}{100(15)^2(14,2)} = 0,018$$

$\mu_u = 0,018 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,81 \cdot 10^3}{0,991(15)(348)} = 0,123 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10=3,93cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8=2,51cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Appui B :**  $M_B = 8,46 \text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_b}{bd^2f_{bu}} = \frac{8,46 \cdot 10^3}{100(15)^2(14,2)} = 0,026$$

$\mu_u = 0,026 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,46 \cdot 10^3}{0,987(15)(348)} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12=5,65cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10=3,93cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III) 5-b- En travée :**

$$M_t = 29,82 \text{ KN.m}$$

**Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29,82 \cdot 10^3}{100(15)^2(14,2)} = 0,094$$

$\mu_u = 0,094 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,094 \rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,82 \cdot 10^3}{0,951(15)(348)} = 6 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12=6,78cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA10=4,71cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

**III) 6-Vérification à l'ELU :**

**A) Condition de non fragilité :(Art A.4.2,1/BAEL91)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée.

**B) Espacement des barres :**

Armatures principales  $S_{t \max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

—————> Condition vérifiée.

Armatures répartitions :  $S_{t \max} = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

—————> Condition vérifiée.

**C) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art. A.6.1,3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

**Appui A :**

$$T_u = 30,44 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{30,44 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

**Appui B :**

$$T_u = 29,24 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{29,24 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

**D) vérification de l'effort tranchant :(Art. A.5.1,2/BAEL91)**

On doit avoir :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{30,24 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,2 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

→ Condition vérifiée.

**E) Ancrage des barres :(Art. A.6.1.2,1/BAEL91) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423 \text{mm} \Rightarrow l_s = 42,3 \text{cm}$$

**F) Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art. A.5.1.3,21/BAEL91) :**

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 15 \times 100 \times 10^{-1}}{1,5} = 900 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 30,44 \text{KN} < 900 \text{KN}$$

→ Condition vérifiée.

**G) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[ 30,44 \times 10^3 + \frac{8,46 \times 10^6}{0,9 \times 150} \right] = 26768 \text{mm}^2 = 2,68 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3,93 \text{cm}^2 > 2,68 \text{cm}^2$$

→ Condition vérifiée.

**III) 7-Calcul des efforts internes à l'ELS :**

**Combinaison de charge :**

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

$$\text{Volée : } [(8,625) + (2,5)] \times 1 \text{m} = 11,125 \text{KN/ml}$$

$$\text{Palier : } [(5,69) + (2,5)] \times 1 \text{m} = 8,19 \text{KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } P_s = 8,79 \text{KN}$$

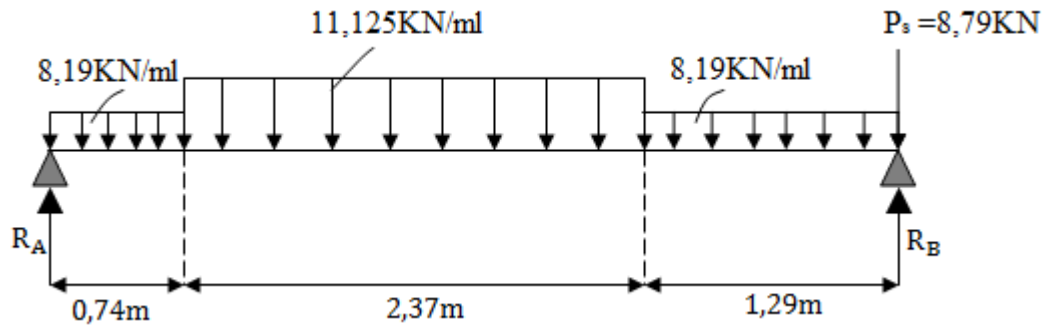


Figure III-3 : schéma statique à l'ELS

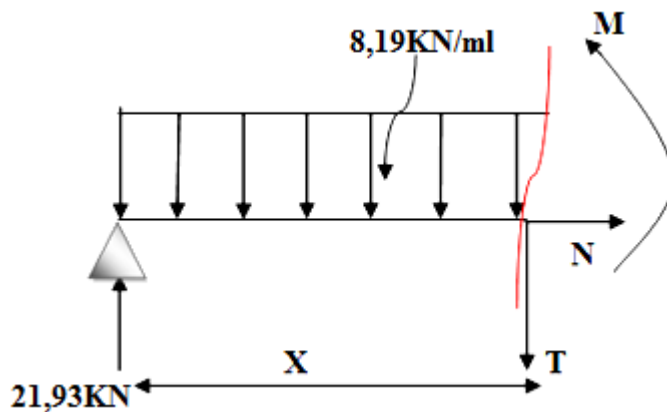
**Les réactions d'appui :**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11,125 \times 2,37) + 8,19(0,74 + 1,29) + 8,79 = 51,78$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow -0,37(6,06) - 1,925(26,37) - 3,755(10,56) - 4,4(8,79) + 4,4R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 29,85 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 51,78 \Rightarrow R_A = 21,93 \text{ kN}$$

**Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :****1<sup>er</sup> tronçon:  $0 \leq X \leq 2,37 \text{ m}$  :****Efforts tranchants :**

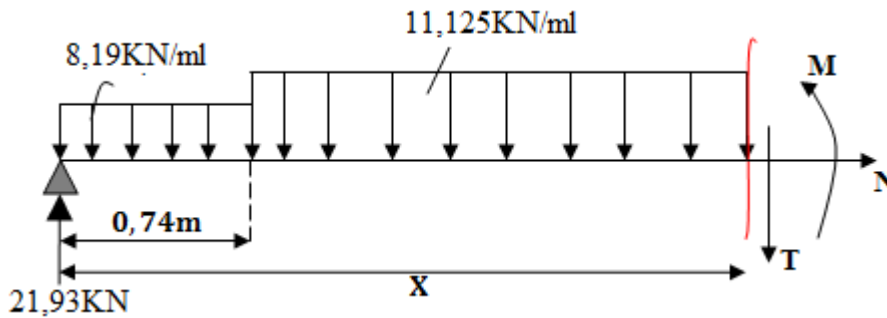
$$T = -8,19x + 21,93$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \longrightarrow \quad T = 21,93 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=0,74 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T = 15,87 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**Moments fléchissant :**

$$M = -8,19 \frac{x^2}{2} + 21,93x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \longrightarrow \quad M = 0 \\ \text{Pour } x=0,74\text{m} \quad \longrightarrow \quad M = 13,98\text{KN.m} \end{array} \right.$$

**2<sup>ème</sup> tronçon:  $0 \leq X \leq 1,29 \text{ m}$  :****Efforts tranchants :**

$$T = -11,125(x - 0,74) - 8,19(0,74) + 21,93$$

$$T = -11,125x + 24,1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0,74\text{m} \Rightarrow T = 15,87\text{KN} \\ \text{Pour } x = 3,11\text{m} \Rightarrow T = -10,58\text{KN} \end{array} \right.$$

**Moments fléchissant :**

$$M = -11,125 \frac{(X - 0,74)^2}{2} - 8,19(0,74) \left( x - \frac{0,74}{2} \right) + 21,93x$$

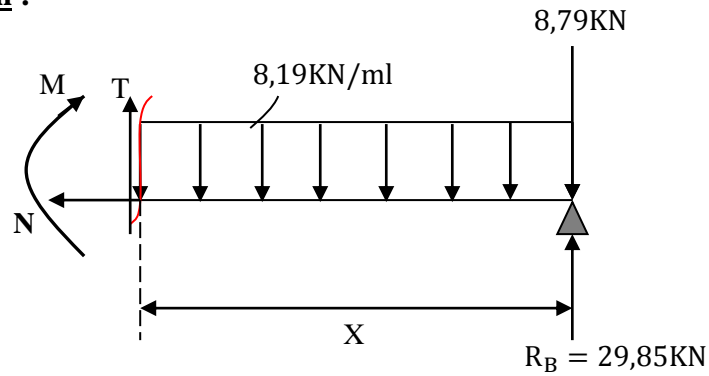
$$M = -5,56x^2 + 24,1x - 0,8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0,74\text{m} \Rightarrow M = 13,98\text{KN.m} \\ \text{Pour } x = 3,11\text{m} \Rightarrow M = 20,35\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM}{dx} = T = -11,125x + 24,1$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,17\text{m} \Rightarrow M(x = 2,17) = 25,3\text{KN.m}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon:  $0 \leq X \leq 1,29 \text{ m}$  :**



**Efforts tranchants :**

$$T = 8,19x - 29,85 + 8,79$$

$$T = 8,19x - 21,06$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T = -21,06 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 1,29 \text{ m} \Rightarrow T = -10,49 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**Moment fléchissant :**

$$M = \frac{-8,19x^2}{2} - 8,79x + 29,85x$$

$$M = -4,095x^2 + 21,06x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M = 0 \\ \text{Pour } x = 1,29 \text{ m} \Rightarrow M = 20,35 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

**Diagramme des efforts internes à l'ELS :**

Les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit :

En travée :

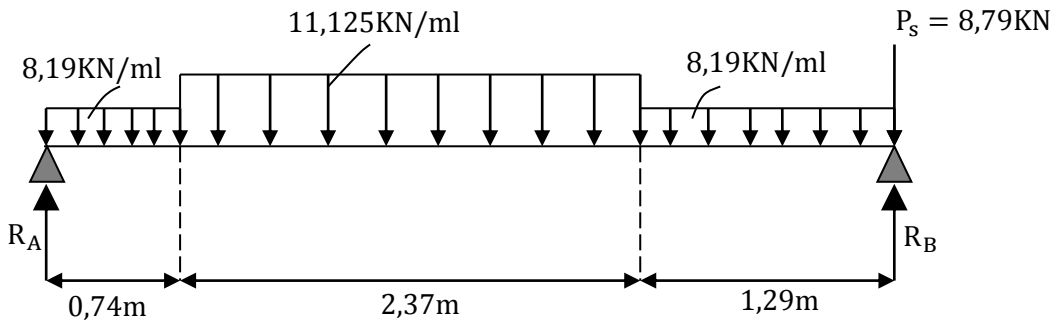
$$M_t = 0,85(25,3) = 21,5 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

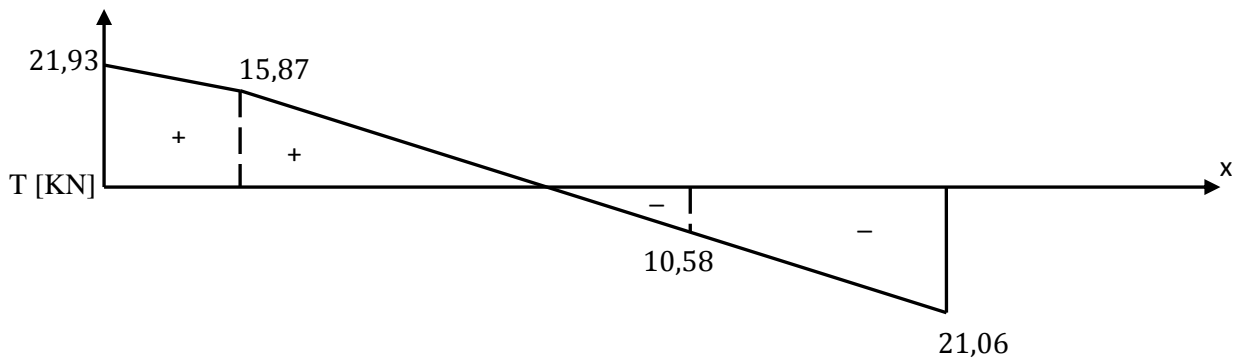
$$M_A = -0,3(13,98) = -4,19 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,3(20,35) = -6,1 \text{ kN.m}$$

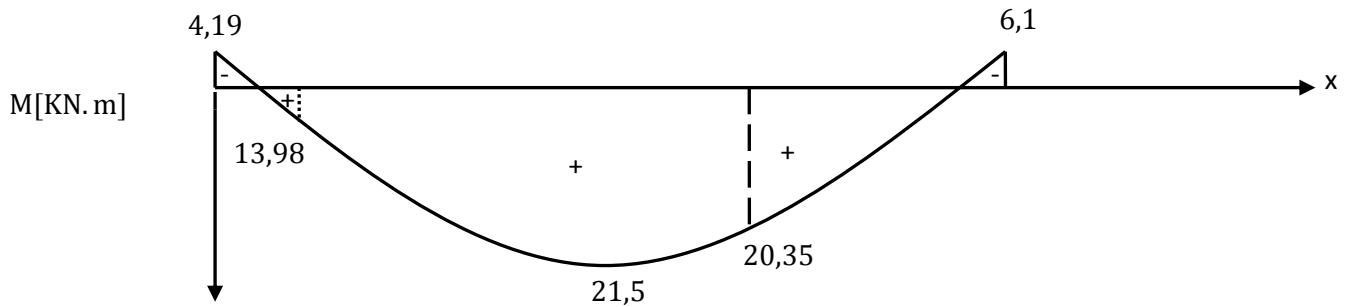
**Diagramme des efforts internes :**



**Efforts tranchants :**



**Moments fléchissant :**



**Diagrammes des efforts internes à l'ELS.**

**III) 8-Vérfications à l'ELS :****Vérfication des contraintes dans le béton :**

Il faut vérfier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6(25) = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 d A_{st}}$$

**En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100(6,78)}{(100)(15)} = 0,452 \rightarrow K_1 = 34,02 \rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{21,5 \cdot 10^3}{(0,898)(15)(6,78)} = 235,42\text{MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,029$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,029(235,42) = 6,83\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,83\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

—————> Condition vérfiée.

**Aux appuis :**

**Appui A** :  $M_a = -4,19\text{KN} \cdot \text{m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \cdot d} = \frac{100(3,93)}{(100)(15)} = 0,262 \rightarrow K_1 = 44,53 \rightarrow \beta_1 = 0,919$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,19 \cdot 10^3}{(0,919)(15)(3,93)} = 77,34\text{MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,022$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 1,7\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,7\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

—————> Condition vérfiée.

**Appui B** :  $M_b = -6,1\text{KN} \cdot \text{m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_b}{b \cdot d} = \frac{100(5,65)}{(100)(15)} = 0,377 \rightarrow K_1 = 37,74 \rightarrow \beta_1 = 0,905$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,1 \cdot 10^3}{(0,919)(15)(5,65)} = 78,32 \text{MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 2,04 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,04 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

### **Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

Le calcul de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{440} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on procède au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5q_s l^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$q_s = \max(11,125; 8,19) = 11,125 \text{KN/ml}$$

Avec  $E_v$  : module de déformation longitudinale

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100(17)^2}{2} + 15(3,93)(15)}{100(17) + 15(3,93)} = 8,72 \text{cm}$$

Avec  $B_0$  : section homogène

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,72 = 8,28 \text{cm}$$

Soit  $I_0$  le moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = [(8,72)^3 + (8,28)^3] \frac{100}{3} + 15(3,93)(8,28 - 2)^2 = 43348,84 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5q_s l^4}{384E_v I_{fv}} = \frac{5(11,125)(4,4)^4}{384(10818,86)10^3 \times (43348,84)10^{-8}} = 0,011 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0,88$$

—————> La condition de la flèche est vérifiée.

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

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**IV) Calcul de la poutre palière :****Introduction :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

**IV-1) pré dimensionnement :**

La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

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

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10}$$

$$20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

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

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

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4(35) = 14\text{cm} \leq b \leq 0,7(35) = 24,5\text{cm}$$

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

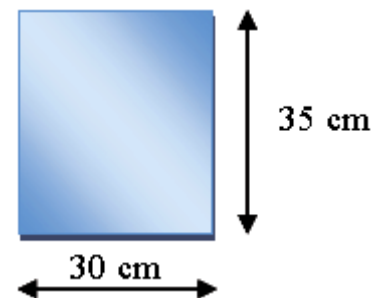
**Recommandation du RPA 99 Version 2003 :**

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots h_t = 35\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots b = 30\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les dimensions de la poutre palière sont :  $(b \times h) = (30 \times 35)$

**IV-2) Détermination des charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre:  $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$ .

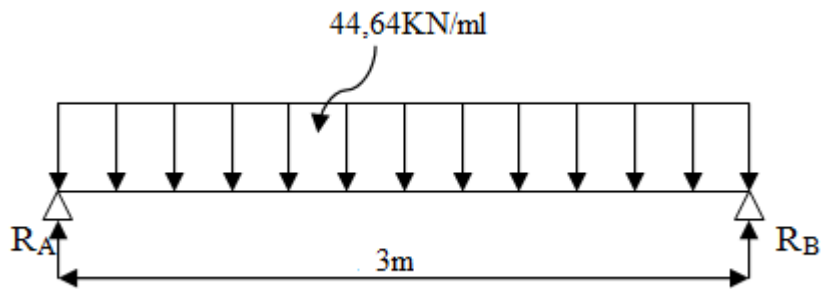
Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$ .

$$\text{Réaction du palier} \begin{cases} \text{ELU} \longrightarrow R_u = 41,1\text{KN/1ml} = 41,1\text{KN/ml} \\ \text{ELS} \longrightarrow R_s = 29,85/1\text{ml} = 29,85/\text{ml} \end{cases}$$

**Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35G + R_u = 1,35(2,625) + 41,1 = 44,64\text{KN/m}$$

$$q_s = G + R_s = (2,625) + 29,85 = 32,48\text{KN/m}$$

**IV-3) Calcul à l'ELU:****Schéma statique de la poutre palière****Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{44,64(3)}{2} = 66,96 \text{ kN}$$

**Efforts internes :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{44,64 \times 3}{2} = 66,96 \text{ kN}$$

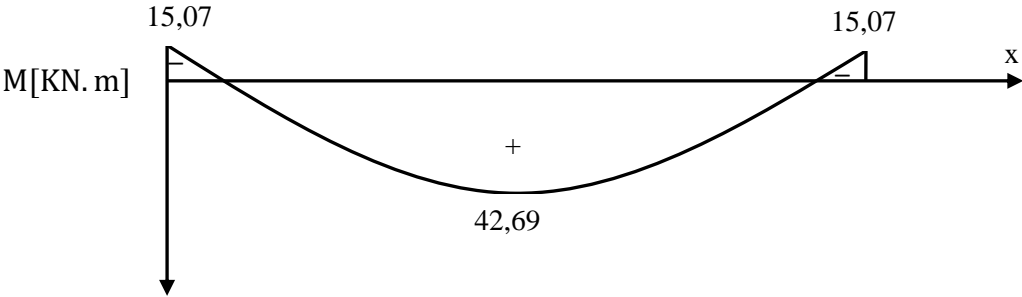
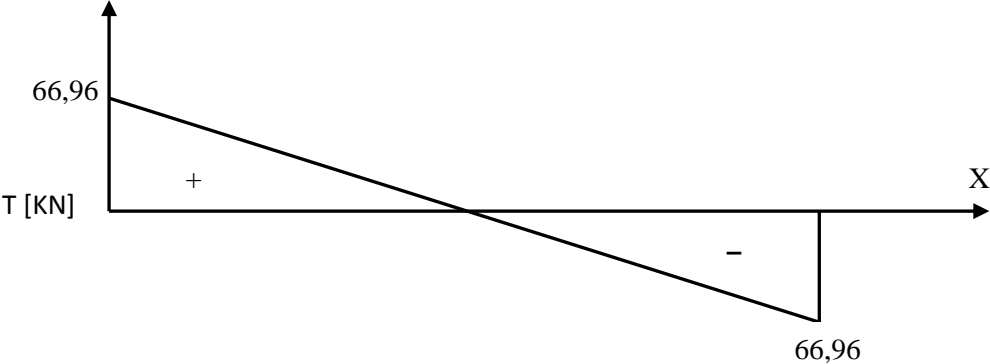
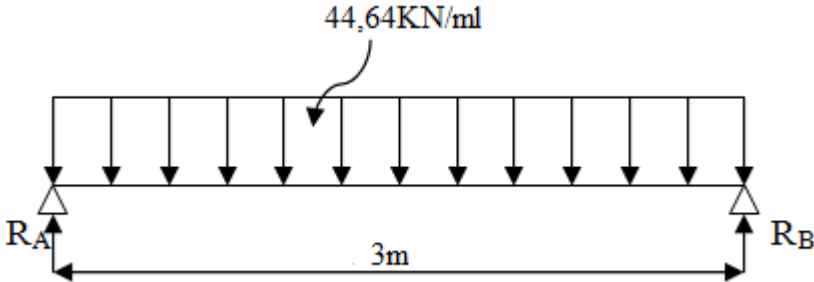
$$M = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{44,64 \times 3^2}{8} = 50,22 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement :

$$M_A = -0,3(50,22) = -15,07 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85(50,22) = 42,69 \text{ kN.m}$$

**Diagramme des efforts internes :**



**IV-4) Calcul des armatures****IV-4-a) Armatures longitudinales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \\ C = 2\text{cm} \\ d = 33\text{cm} \end{array} \right.$$

**Aux appuis :**

$$M_u^a = 15,07\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{15,07 \cdot 10^3}{30(33)^2 14,2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,07 \cdot 10^3}{(0,984)(33)(348)} = 1,33\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}12=3,39\text{cm}^2$$

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42,69 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,092$$

$$\mu_b = 0,092 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42,69 \cdot 10^3}{(0,952)(33)(348)} = 3,9\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12=4,52\text{cm}^2$$

### ❖ Vérifications à l'ELU :

#### 1-Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(30)(33) \left( \frac{2,1}{400} \right) = 1,19\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_{\min} = 1,19\text{cm}^2 < A_t = 4,52\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} = 1,19\text{cm}^2 \leq A_a = 3,39\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2-Vérification au cisaillement: (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b)(d)} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{15,07(10)^3}{(300)(330)} = 0,15\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 3-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis: (A.5.1, 313/BAEL91modifié 99)

##### Sur le béton :

$$T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} (0,9)db = 0,4 \frac{25 \cdot 10^{-1}}{1,5} (0,9)(33)(30) = 594\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 15,07\text{KN} \leq 594\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### Sur les armatures:

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 3,39\text{cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left( 15,07 + \frac{42,69}{0,9 \times 0,33} \right) = 0,46\text{cm}^2$$

—————> Condition vérifiée.

**4-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art. A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{15,07 \times 10}{0,9 \times 33 \times 3(1,2) \times 3,14} = 0,45 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal.

**5-Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)**

$$\tau_s = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42 \text{cm}$$

On adoptera des crochets de  $45^\circ$  avec une longueur de  $l_c = 0,4l_s = 16,8 \text{cm}$

**IV-4-b) Armatures transversales :(Art A.7.2, 2/BAEL91)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le BAEL91 :

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1^{\min}\right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \text{La hauteur totale de la poutre.} \\ b = \text{Largeur de la poutre.} \\ \varphi_1^{\min} = \text{Le diamètre maximal des armatures longitudinales.} \\ \varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1,2; 1 ; 3\} = 1 \text{cm} \end{array} \right.$$

On choisit un diamètre de  $\varphi 8$ ,  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$ .

**Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{29,7; 40\text{cm}\} = 29,7 \text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**Vérification de l'espacement des barres selon le RPA99 modifié en 2003 :****En zone nodale :**

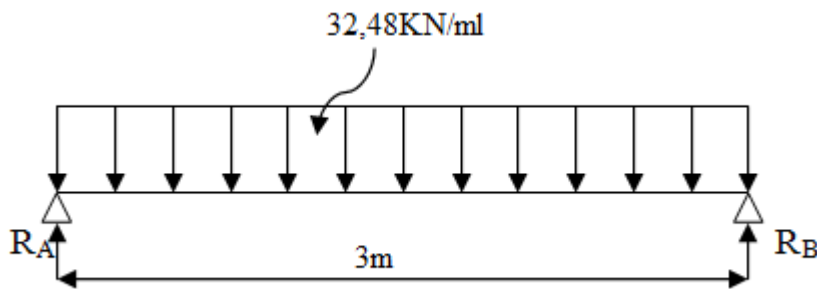
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\right) = \min(8,75; 9,6; 30) = 8,75\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 8\text{cm}$ **En zone courante :**

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

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$ **IV-5) Calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + R_s = (2,625) + 29,85 = 32,48\text{KN/m}$$

**Schéma statique de la poutre palière à l'ELS****Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{32,48 \times 3}{2} = 48,72 \text{ KN}$$

**Efforts internes :**

$$M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{32,48 \times (3)^2}{8} = 36,54\text{KN.m}$$

$$T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{32,48 \times 3}{2} = 48,72\text{KN}$$

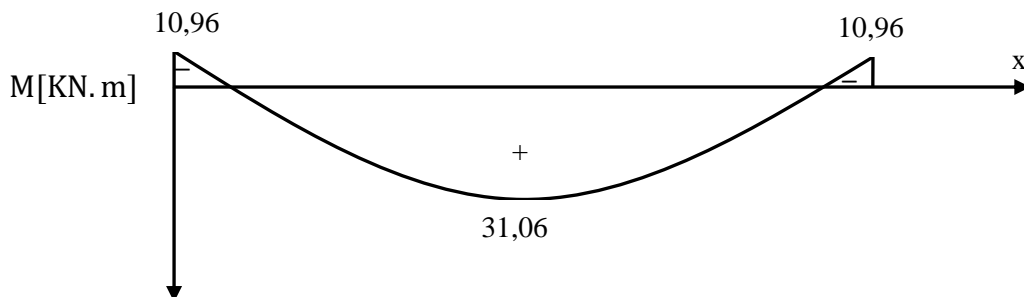
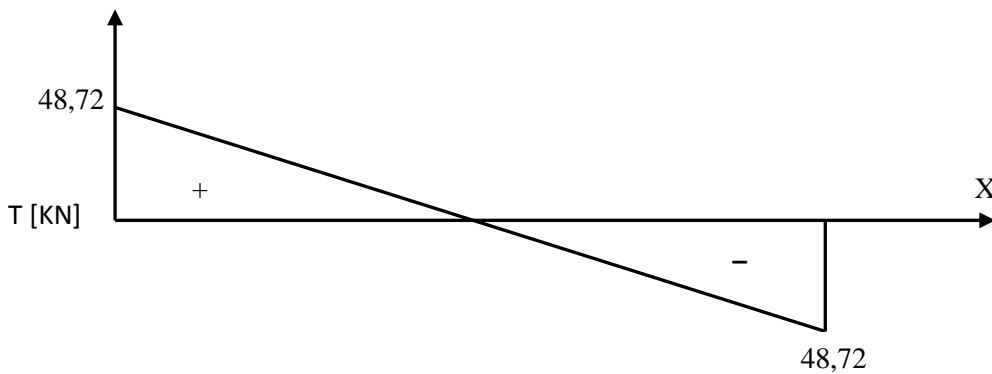
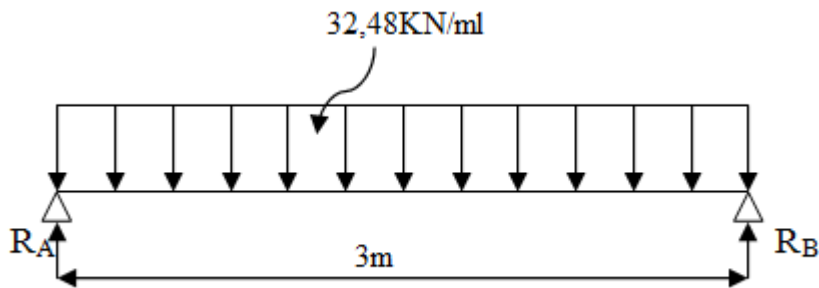
En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 36,54 = -10,96 \text{KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 36,54 = 31,06 \text{KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants :

**Diagramme des efforts internes :**



**Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS**

### ❖ Vérifications à l'ELS :

#### Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

#### Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

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

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

#### En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100(4,52)}{(30)(33)} = 0,456 \rightarrow K_1 = 33,77 \rightarrow \beta_1 = 0,897$$

$$\sigma_{st} = \frac{31,06 \cdot 10^3}{0,897(33)(4,52)} = 232,14\text{MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,03$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 6,96\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,96\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

#### Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \cdot d} = \frac{100(3,39)}{(30)(33)} = 0,342 \rightarrow K_1 = 39,95 \rightarrow \beta_1 = 0,909$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,95 \cdot 10^3}{(0,909)(33)(3,39)} = 107,68\text{MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 2,69\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,69\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

**Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

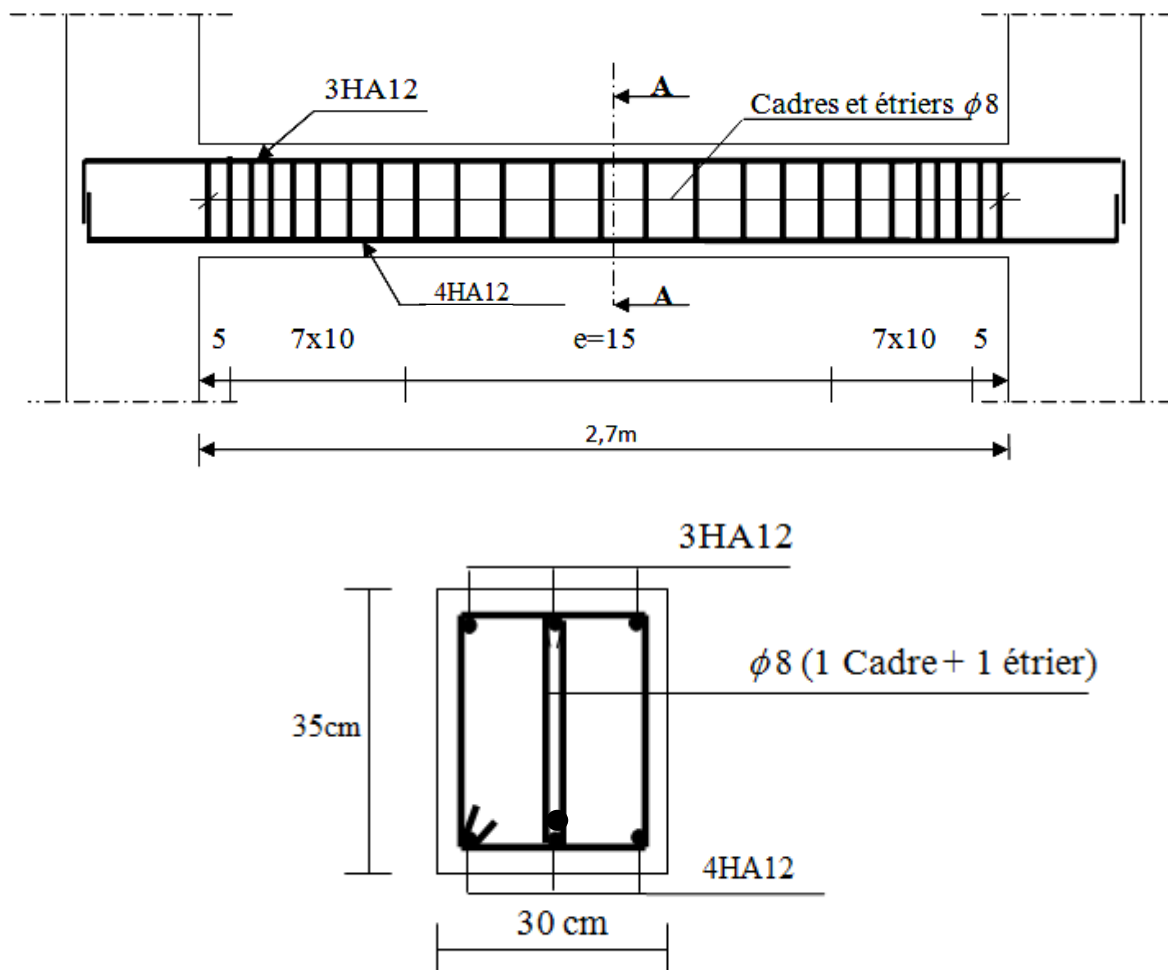
$$\frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0,117 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,117 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{31,06}{10 \times 36,54} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4,52}{30 \times 33} = 0,0045 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.



**Coupe A-A**

**Ferraillage de la poutre palière**

**V) Etude du balcon :****Introduction :**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

**V-1) pré dimensionnement :**

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10}. \quad \text{Avec } L : \text{largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{200}{10} = 20\text{cm}$$

On prend une épaisseur  $e = 20\text{cm}$

Le balcon à calculer est en dalle pleine qui a pour dimensions :

Largeur = 2,0m

Longueur = 2.7m

**V-2) Charges et surcharges :****Charges permanentes :**

Carrelage (2cm)..... $0,02 \times 22 = 0,44\text{KN/m}^2$

Chape de mortier (2cm).....  $0,02 \times 22 = 0,44\text{KN/m}^2$

Lit de sable (2cm).....  $0,02 \times 18 = 0,36\text{KN/m}^2$

Dalle pleine en BA (20cm).....  $0,2 \times 25 = 5\text{KN/m}^2$

Enduit en plâtre (2cm).....  $0,02 \times 10 = 0,2\text{KN/m}^2$

$$\Rightarrow G_1 = 6,44\text{KN/m}^2$$

Brique(e =10cm) .....  $0,9 \times 1 = 0,9\text{KN/m}^2$

Enduit en plâtre (2cm).....  $0,02 \times 2 \times 10 = 0,4\text{KN/m}^2$

$$\Rightarrow G_2 = 1,3\text{KN/m}^2$$

**Surcharge d'exploitation :**

-Surcharge d'exploitation de la dalle, donnée par le DTR :  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

-Surcharge due à la main courante :  $Q' = 1\text{KN/ml}$

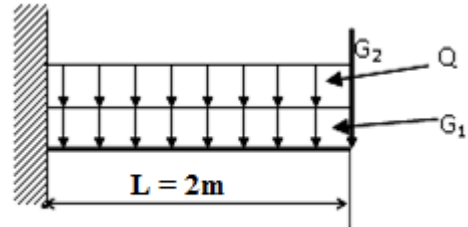


Figure 1: Schéma statique du balcon

**V-3) Les combinaisons de charges :****1-Les combinaisons de charges à l'ELU :**

Pour la dalle :  $q_u = [1,35G_1 + 1,5Q] \times 1m = 1,35(6,44) \times 1m + 1,5(3,5) \times 1m = 13,944 \text{KN/ml}$

Pour le garde-corps :  $g_u = (1,35G_2) \times 1m = 1,35(1,3) \times 1m = 1,755 \text{KN/ml}$

Pour la main courante :  $q_{u1} = (1,5Q') = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN/ml}$

**2-Les combinaisons de charges à l'ELS :**

Pour la dalle :  $q_s = (G_1 + Q) \times 1m = (6,44 + 3,5) \times 1m = 9,94 \text{KN/ml}$

Pour le garde-corps :  $g_s = G_2 \times 1m = 1,3 \text{KN/ml}$

Pour la main courante :  $q_{s1} = 1 \text{KN/ml}$

**V-4) Ferrailage :****Calcul des efforts internes :****À ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + g_u(L) = \frac{13,944(2)^2}{2} + 1,755(2) = 31,4 \text{KN.m}$$

$$V_u = q_u L + g_u = 13,944(2) + 1,755 = 29,64 \text{KN}$$

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple dont le calcul se fera pour une bande de 1ml. .

**Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31,4(10)^3}{100(18)^2 14,2} = 0,068$$

$$\mu_b = 0,068 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

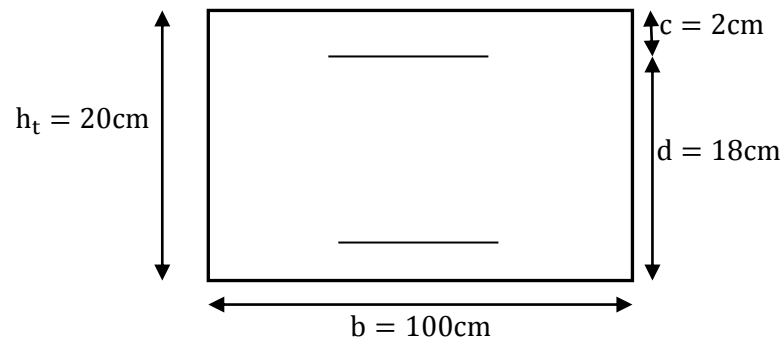
$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31,4(10)^3}{0,965(18)(348)} = 5,19 \text{cm}^2$$

On adopte **5HA12 = 5,65cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 20 \text{cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{cm}$



**V-5) Vérifications à l'ELU :****1-Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(18) \left( \frac{2,1}{400} \right) = 2,17 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{cm}^2 \leq A_{st} = 5,65 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2-Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \tau_{se}$$

$$V_u = 29,64 \text{KN}$$

$$\sum U_i = n(\pi)(\varphi) = 5(3,14)(12) = 188,4 \text{mm}^2$$

$$\tau_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5(2,1) = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29,64(10)^3}{0,9(180)(188,4)} = 0,97 \text{MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

**3-Vérification au cisaillement: (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b)(d)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29,64(10)^3}{(1000)(180)} = 0,165 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4-Vérification de l'espacement des barres: (A.8.2,42/BAEL91modifié 99)****Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{cm} \leq \min \{3h; 33 \text{cm}\} = 33 \text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{cm} \leq \min \{4h; 45 \text{cm}\} = 45 \text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-6) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

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

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

**1-Dans les aciers :**

La fissuration étant préjudiciable, donc :

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

Avec  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}(400); 110\sqrt{1,6(2,1)}\right\} = \min\{266,67; 201,63\} = 201,63\text{MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100(5,65)}{(100)(18)} = 0,314 \rightarrow K_1 = 41,82 \rightarrow \beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,65(10)^3}{(0,912)(18)(5,65)} = 93,26\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2-Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 2,23\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = 0,0239$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Longueur de scellement :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2(f_{t28}) = 0,6(1,5)^2(2,1) = 2,835\text{MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2(400)}{4(2,835)} = 42,32\text{cm}$$

Soit  $l_s = 42,5\text{cm}$

Pour des raisons de pratique, on adopte des crochets normaux.

La longueur de recouvrement est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0,4l_s = 0,4(42,5) = 17\text{cm}$$

### **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

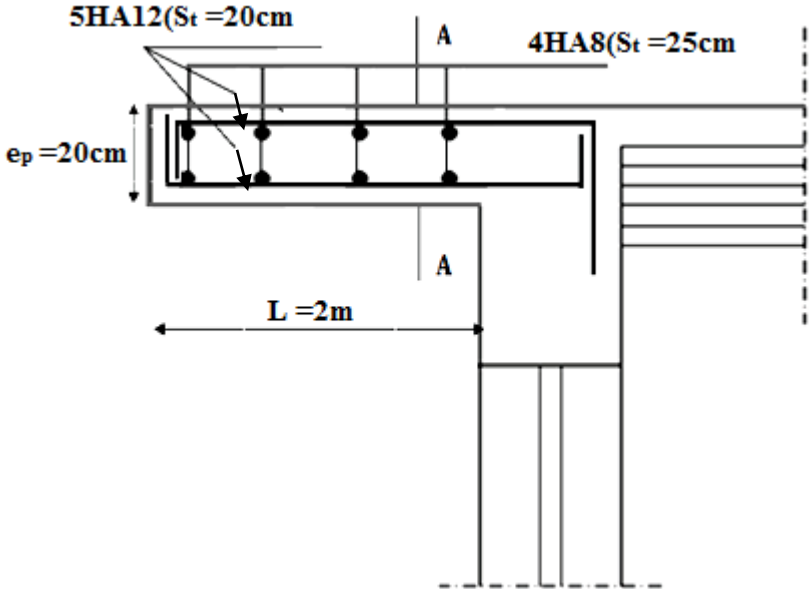
$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{e}{L} = \frac{20}{200} = 0,1 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{8,65}{10(12,2)} = 0,07 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

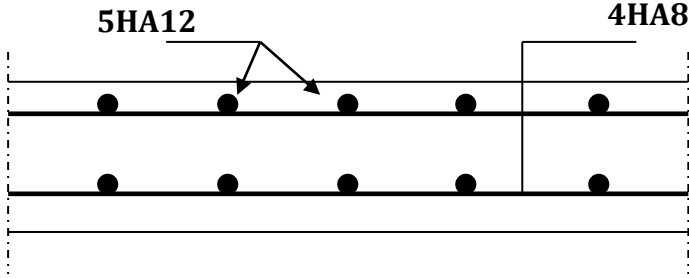
$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{(100)(18)} = 0,003 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Ferrailage de la console



Coupe A-A

**III.6) Etude de la poutre de chaînage :****Introduction :**

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

**III-6-1) Pré dimensionnement de la poutre :****Hauteur  $h_t$  :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

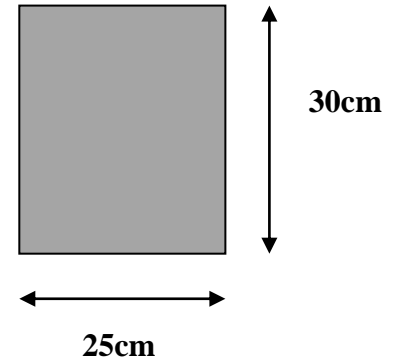
$L_{\max}$  : C'est la longueur libre entre nus d'appui dans le sens considéré.

$$\frac{340}{15} = 22,66\text{cm} \leq h_t \leq \frac{340}{10} = 34\text{cm}$$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1),

La condition ( $h \geq 30\text{cm}$ .) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit  $h_t=30\text{cm}$



**Coupe transversale de la poutre**

**Largeur  $b$  :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On adoptera une largeur  $b=25\text{cm}$ .

**Vérification des exigences du RPA.ver.2003 (Art7.4.1) :**

- $h_t = 30\text{cm} \geq 30 \Rightarrow$  condition est vérifiée.
- $b = 25\text{cm} > 20 \Rightarrow$  condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,5 \leq 4 \Rightarrow$  condition est vérifiée.

**III-6-2) Calcul des charges et surcharges :****Les charges permanentes :**

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
pois propre de la poutre	$0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875$
pois du mur (double cloison)	$(3,06 - 0,3) \times 3,04 = 8,390$
Pois de plancher	$5,20 \times (0,65/2) = 1,690$
	<b>G=11,95</b>

**Tableau III-6-1 charge permanente de la poutre chaînage**

**La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ KN/ml}$$

**III-6-3) Combinaison des charges :****ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q \\ q_u = 1,35 \times 11,95 + 1,5 \times 0,487 = 16,85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**ELS :**

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 11,95 + 0,487 = 12,43 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

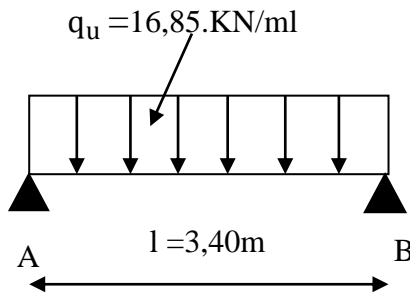


Figure III-6-1: schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

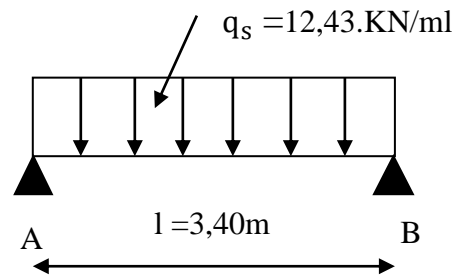


Figure III-6-2: schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

**III-6-4) Etude de la poutre :**

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

**Remarque :**

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

**Calcul des moments et des efforts tranchants :****ELU :****a) Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,85 \times 3,4^2}{8} = 24,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,3 \times 24,34 = 7,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 24,34 = 20,69 \text{ KN.m}$$

**b) Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16,85 \times 3,40}{2} = 28,64 \text{ KN.}$$

**ELS :****a) Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,43 \times 3,40^2}{8} = 11,97 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis** :  $M_a = -0,3 \times 11,97 = -3,59 \text{KN.m}$
- **En travée** :  $M_t = 0,85 \times 11,97 = 9,57 \text{KN.m}$ .

b) Les efforts tranchants: 
$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,43 \times 3,40}{2} = 21,13 \text{KN}$$

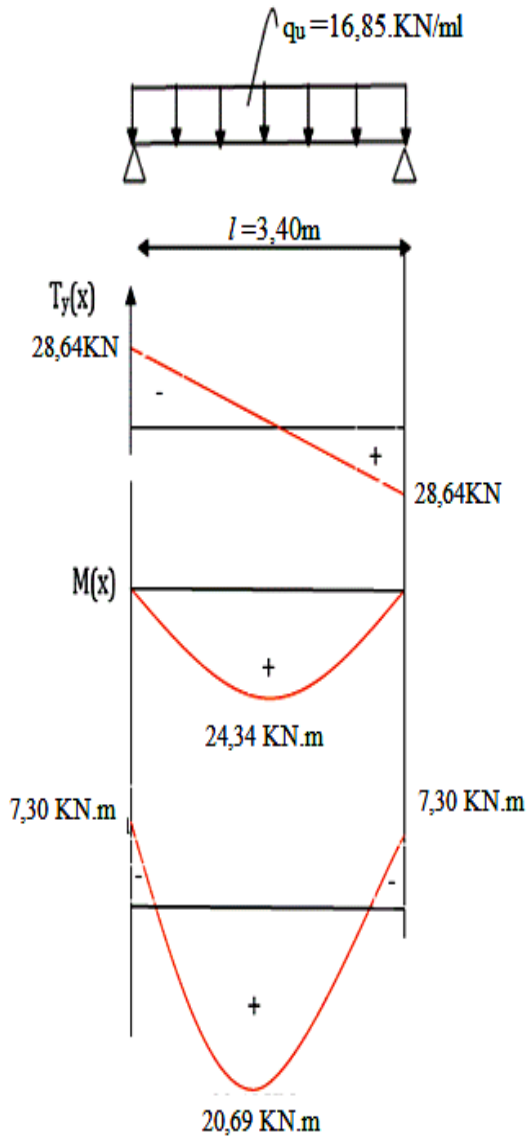


Diagramme des efforts internes à L'ELU

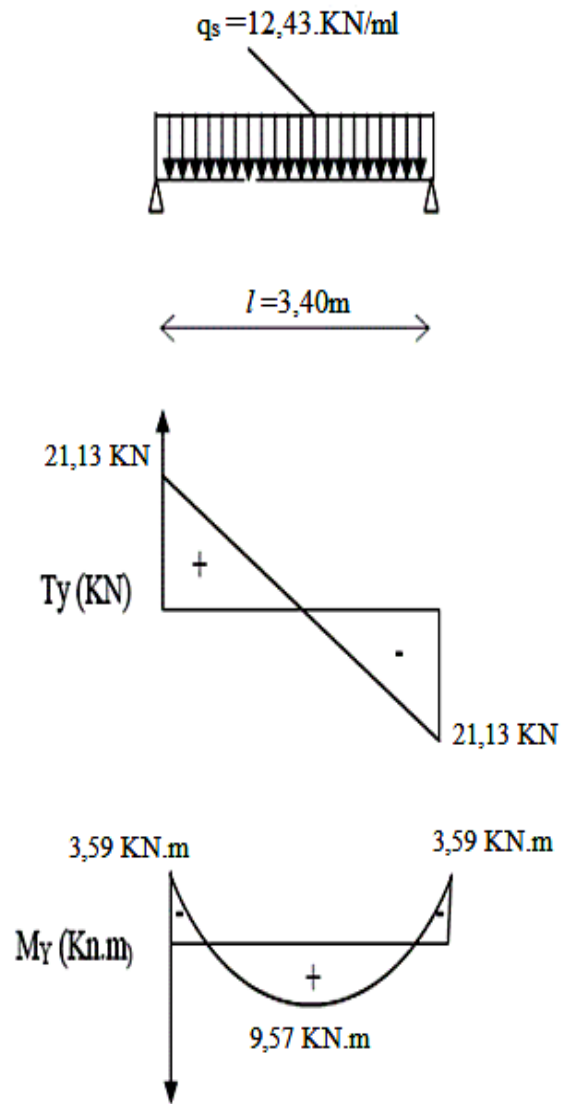


Diagramme des efforts internes à L'ELS

**III-6-5) Calcul des armatures :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,69 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1,42} = 0,074 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20,69 \times 10^2}{0,962 \times 28 \times 34,8} = 2,20 \text{cm}^2$$

On opte : **3HA14**  $\rightarrow$   **$A_t = 4,62 \text{cm}^2$** .

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,30 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1,42} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,30 \times 10^2}{0,987 \times 28 \times 34,8} = 0,76 \text{cm}^2$$

On opte : **3HA14**  $\longrightarrow$   **$A_t = 4.62 \text{cm}^2$** .

**Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :**

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{MPa}; 4 \text{MPa} \} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,64 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,41 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**Sur le béton :**

$$T_u \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9(f_{c28}/\gamma_b) = 420 \text{KN} > 28,64 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Sur les armatures inférieures :**

$$T_u = 28,64 \text{KN}, \quad M_a = -7,30 \text{KN.m}, \quad d = 28 \text{cm.}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[ 28,64 \times 10^3 + \frac{-7,30 \times 10^5}{0,9 \times 28} \right] \times 10^{-2} = -0,009 \text{cm}^2$$

$$A_a = 4.62 \text{cm}^2 > -0,009 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

Avec  $\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\sum u_i = n\phi\pi = 3 \times 0,14 \times 3,14 = 1,32 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{28,64 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 132} = 0,86 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la longueur de scellement :**

Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{MPa.}$$

$$\phi = 1,4 \text{cm} \rightarrow l_s = 49,4 \text{cm}$$

Nous adoptons un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 49,4 = 19,76 \text{cm}$$

**Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{0,85; 1,2; 2,5\} = 0,87 \text{ cm.}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On opte comme armatures transversales :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

**e) Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 35 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm} \text{ soit: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,608 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification selon le R.P.A 99 :**

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{7,5; 16,8; 30\} = 7,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

\* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C. V}$$

**III.6. 6.Vérifications à l'ELS :****a) vérification de la résistance du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**En travée :**  $M_t = 9,57 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,661 \rightarrow \beta = 0,881 \rightarrow K_1 = 27,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9,57 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 83,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{83,97}{27,02} = 3,10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

**Aux appuis :**

$M_a = 3,59 \text{ KN.m}$ ;  $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,333 \rightarrow \beta = 0,881 \rightarrow k_1 = 27,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3,59 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 31,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{31,50}{27,02} = 1,16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

**Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2) :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{340} = 0,0882 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,0882 > \frac{M_t}{15M_0} = 0,056$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. .

**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

**3 HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

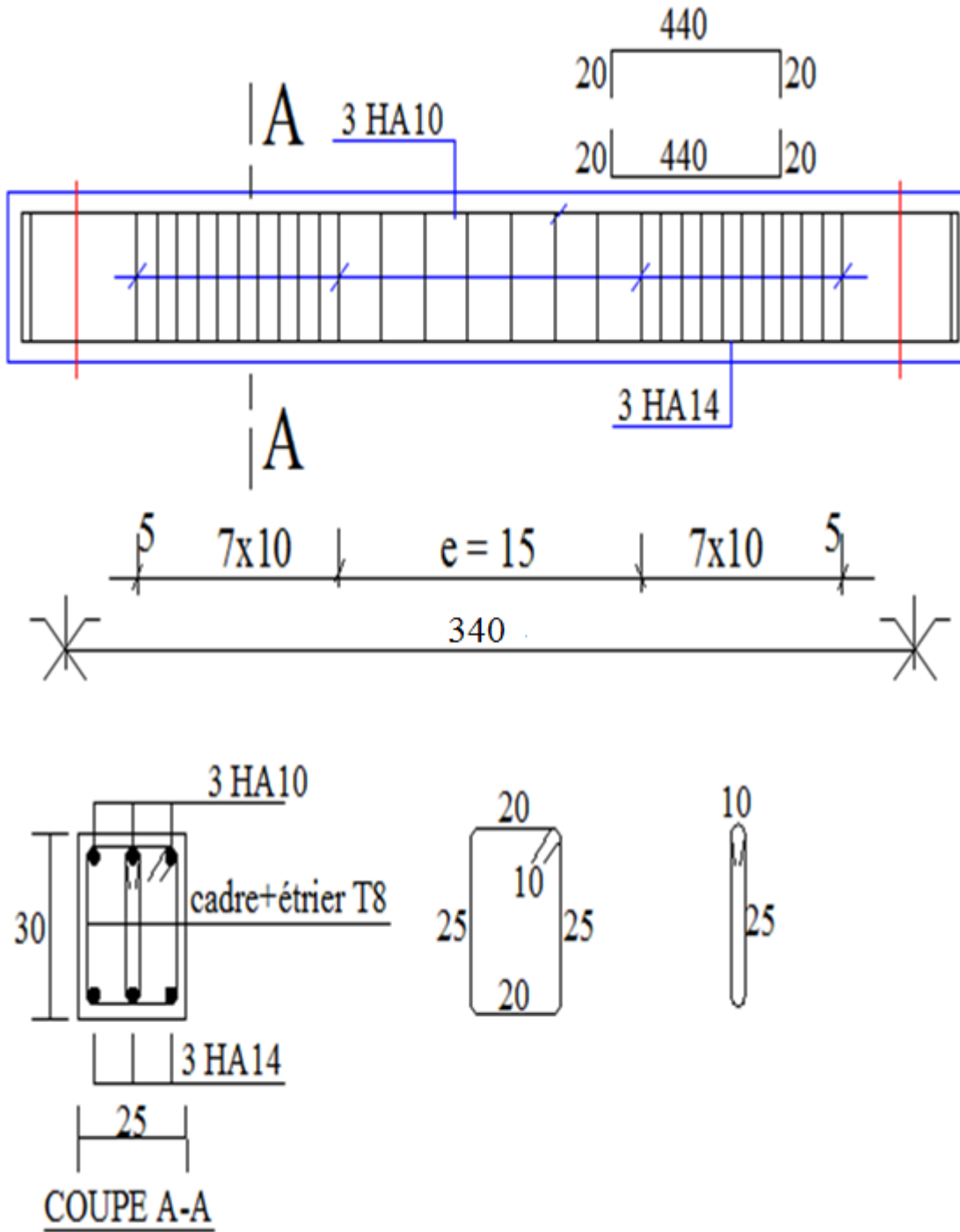


Figure III-6-3 : Ferrailage de la poutre de chainage

**VII) Calcul de la dalle salle machine :**

Notre structure est constituée d'une seule cage d'ascenseur réalisée en dalle pleine reposant sur 04 cotés.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

Vitesse d'entraînement  $V = 1\text{m/s}$  pouvant charger 8 personnes de 6,3KN.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

$$p = 90\text{KN}$$

$$\begin{cases} l_x = 1,6\text{m} \\ l_y = 1,78\text{m} \end{cases}$$

**VII-1) Calcul de la dalle pleine:**

Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

**VII-1-a) Dimensionnement :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{178}{30} = 5,93\text{cm}$$

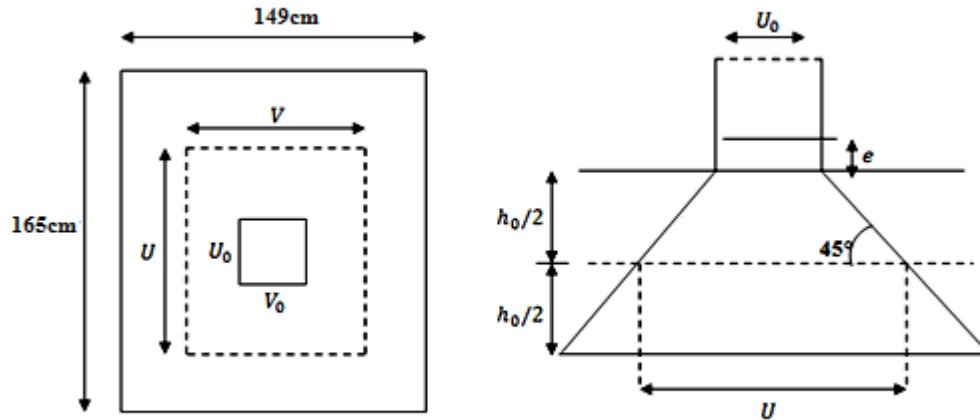
Le RPA 2003 exige une hauteur :  $h_t \geq 12\text{cm}$ , donc on prend  $h_t = 15\text{cm}$

**Calcul de  $\rho$  :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{1,78} = 0,9$$

$$0,4 \leq \rho = 0,9 \leq 1$$

→ La dalle travaille dans les deux sens.



**Figure III-7-1 : Caractéristique géométrique de la dalle salle machine**

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

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

$h_0$  : Hauteur de la dalle.

$e$  : Épaisseur de revêtement ( $e = 5\text{cm}$ )

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right) \\ V = V_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right) \end{cases}$$

$(\xi = 1)$  : Revêtement en béton.

Avec :  $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$  (côtés du rectangle qui limitent la charge concentrée « P »).

$$\begin{cases} U = 0,8 + 2(0,15) + 0,05 = 1\text{m} = 105\text{cm} \\ V = 0,8 + 2(0,15) + 0,05 = 1\text{m} = 105\text{cm} \end{cases}$$

### **VII-1-b) Détermination des sollicitations :**

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$P_s = P = 90 = 90 \text{ KN}$$

#### **Calcul des moments :**

##### **a) Moments dû au système de levage :**

$$M_{0x} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\nu = \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ À l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ À l'ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant les rapports :

$$\begin{cases} \rho = 0,9 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,66 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{178} = 0,59 \end{cases}$$

$\rho = 0,9$			
		$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$
		0,6	0,7
Valeurs de $M_1$	0,5	0,089	0,083
	0,6	0,085	0,077
Valeurs de $M_2$	0,5	0,073	0,067
	0,6	0,067	0,062

**Tableau III-7-1 : les valeurs des coefficients  $M_1$  et  $M_2$  selon l'abaque de PIGEAUD.**

$$\longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,08 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0,065 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A L'ELU :**

$$M_{x1} = (M_1 + M_2 \cdot \nu) \times P_u = (0,08 + 0) \times 121,5 = 9,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + M_1 \cdot \nu) \times P_u = (0,065 + 0) \times 121,5 = 7,9 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} M_{x1} = 9,72 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b) Moments dû au poids propre de la dalle :**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot (M_{x2}) \end{cases}$$

$u_x$  et  $u_y$  : sont donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de poisson  $\nu$

$$\begin{cases} \rho = 0,9 \\ \nu = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \cdot h_0 = 25(0,15) = 3,75 \text{KN/m}$$

Poids propre du revêtement :

$$G = 22(0,05) = 1,1 \text{KN/m}$$

$$G_{\text{total}} = 3,75 + 1,1 = 4,85 \text{KN/m}$$

$$Q = 1 \text{KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

**c) Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,85) + 1,5(1) = 8,05 \text{KN/m}$$

Donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0,0458(8,05)(1,6)^2 = 0,94 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot (M_{x2}) = 0,778(0,94) = 0,73 \text{KN.m}$$

**d) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,72 + 0,94 = 10,66 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,9 + 0,73 = 8,63 \text{KN.m}$$

Afin de tenir compte aux encastremets de la dalle, les moments calculés seront corrigées en les multipliant par 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**En travées :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,66 = 9,06 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,63 = 7,34 \text{KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,66 = 3,2 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,63 = 2,59 \text{KN.m}$$

**VII-1-c) Ferrailage à l'ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Sens  $l_x$  :

**Aux appuis :**

$$M_x^a = 3,2 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,2 \cdot 10^3}{100(13)^2 14,2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,2 \cdot 10^3}{(0,994)(13)(348)} = 0,71 \text{cm}^2$$

Soit **4HA10=3,14cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{cm}$

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,06 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,038$$

$$\mu_b = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,06 \cdot 10^3}{(0,981)(13)(348)} = 2,04 \text{cm}^2$$

Soit **4HA10=3,14cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{cm}$

Sens  $l_y$  :

**Aux appuis :**

$$M_y^a = 2,59 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,59 \cdot 10^3}{100(13)^2 14,2} = 0,01$$

$\mu = 0,01 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée.

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,59 \cdot 10^3}{(0,995)(13)(348)} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10=3,14cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,34 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,03$$

$\mu_b = 0,03 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$$\mu = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,34 \cdot 10^3}{(0,985)(13)(348)} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10=3,14cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

## **VII-2) Vérifications à L'ELU :**

### **1-Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

**Sens  $l_x$  :**

$$A_x^{\min} = \omega_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h$$

Avec  $\omega_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\omega_0 = 0,0008$  pour les HA de classe feE400).

On a :  $\rho = 0,9$  ;  $h = h_0 = 15 \text{ cm}$

$$A_x^{\min} = 0,8 \cdot 10^{-3} \left( \frac{3 - 0,9}{2} \right) (100)(15) = 1,26 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens  $I_y$  :

$$A_y^{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_y^{\min} = 0,8 \cdot 10^{-3} (100)(15) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Diamètre minimal des barres:**

$$\text{On doit vérifier que } \varphi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\text{Dans notre cas : } \varphi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\text{Direction la plus sollicitée : } S_t \leq \min(2h_0, 25) = (30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Direction perpendiculaire : } S_t \leq \min(3h_0, 33) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Dans les deux sens on a : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**Poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL 91) :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq P_c = 0,045 \mu_c h^{f_{c28}} / \gamma_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u : \text{Charge de calcul à L'ELU} \\ \mu_c : \text{Périmètre du contour} \\ h : \text{Epaisseur totale de la dalle} \end{array} \right.$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P_u = 121,5 \text{ KN} \leq P_c = 472,5 \text{ KN}$$

—————> Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 2-Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

**Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \quad \text{Avec : } P = 90 \times 1,35 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,78 + 1,6} = 23,55 \text{ KN}$$

**Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,78} = 22,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,55 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,196 \text{ Mpa} \leq 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167$$

—————> Condition vérifiée.

### VII-3) Vérification à L'ELS :

#### Calcul des moments :

##### a) Moments dû au système de levage :

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$\text{Avec : } \nu = 0,2 \text{ et } P_s = 90 \text{ KN} , \quad M_1 = 0,08 , \quad M_2 = 0,065$$

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0,08 + 0,2 \times 0,065) = 8,37 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0,065 + 0,2 \times 0,08) = 7,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b) Moments dû au poids propre de la dalle:**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

Dans le sens de  $L_x$  :

$$M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,9 \\ v = 0,2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{array} \right.$$

Dans le sens de  $L_y$  :

$$M_{y2}^s = \mu_y \times (M_{x2}^s)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2}^s = 0,0529 \times 5,85 \times (1,6)^2 = 0,79 \text{ KN.m} \\ M_{y2}^s = 0,846 \times 0,79 = 0,67 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,37 + 0,79 = 9,16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,29 + 0,67 = 7,96 \text{ KN.m}$$

**d) Correction des moments :**

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,16 = 7,79 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,96 = 6,77 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9,16 = 2,75 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7,96 = 2,39 \text{ KN.m}$$

**e) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire
- 2- La nuance d'acier est de FeE400
- 3-  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ; avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

**Sens X-X :****Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,75 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3,2}{2,75} = 1,164$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,164-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,332 \geq \alpha = 0,0126$$

—————> Condition vérifiée.

**En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{7,79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,032$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0406$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,06}{7,79} = 1,163$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,163-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,3315 \geq \alpha = 0,0406$$

—————> Condition vérifiée.

**Sens Y-Y :****Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,39 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2,59}{2,39} = 1,08$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,08-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,29 \geq \alpha = 0,0126$$

—————> Condition vérifiée.

**En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,77 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,34}{6,77} = 1,08$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,08-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,29 \geq \alpha = 0,0355$$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Les trois conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la vérification de la contrainte de compression du béton.

**Remarque :**

Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

**Avec :**

h : Hauteur de la dalle

$M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $L_x$

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m

$A_x$  : Section d'armature par une bande de largeur égale à 1m

d : La hauteur utile de la bande

b : La largeur de la bande égale à 1m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,09 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \\ \frac{A_x}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \end{array} \right.$$

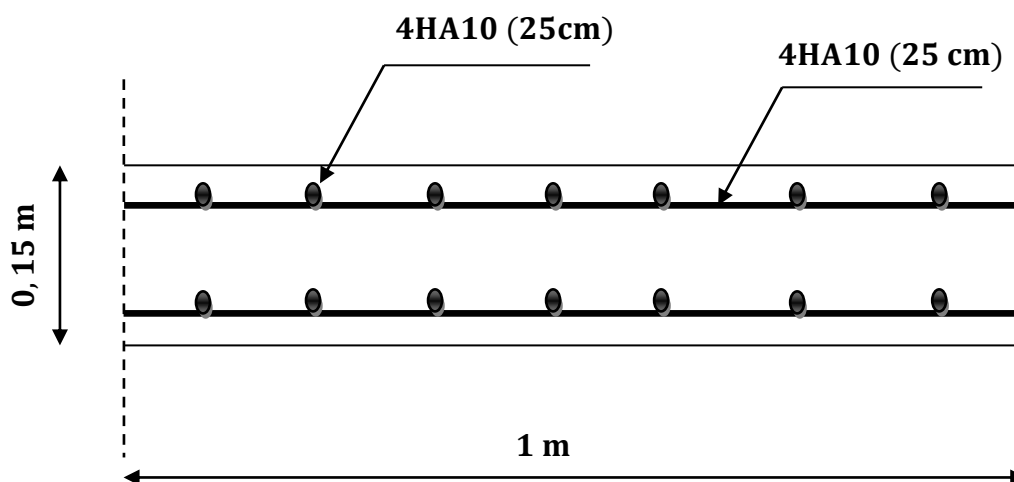
$\longrightarrow$  La vérification de la flèche est inutile.

**VII-4) Ferrailage du mur voile de la cage d'ascenseur:**

Nous avons prévu un mur voile d'épaisseur égale à 20 cm: les armatures sont constituées de deux nappes.

Selon RPA 2003 le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% de la section du béton dans les deux sens :  $A_{\min} = 0,001.100.15 = 1,5 \text{ cm}^2$

Soit:  $4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$



**schéma du ferrailage de la salle machine**

**IV-1) Introduction :**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

**IV-2) Description du logiciel ETABS :** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil dont son calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel **ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

**IV-3) Méthode de calcul :** On distingue deux cas:

**Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

**Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

#### **IV-4) Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

##### **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.

##### **Hypothèses de calcul :**

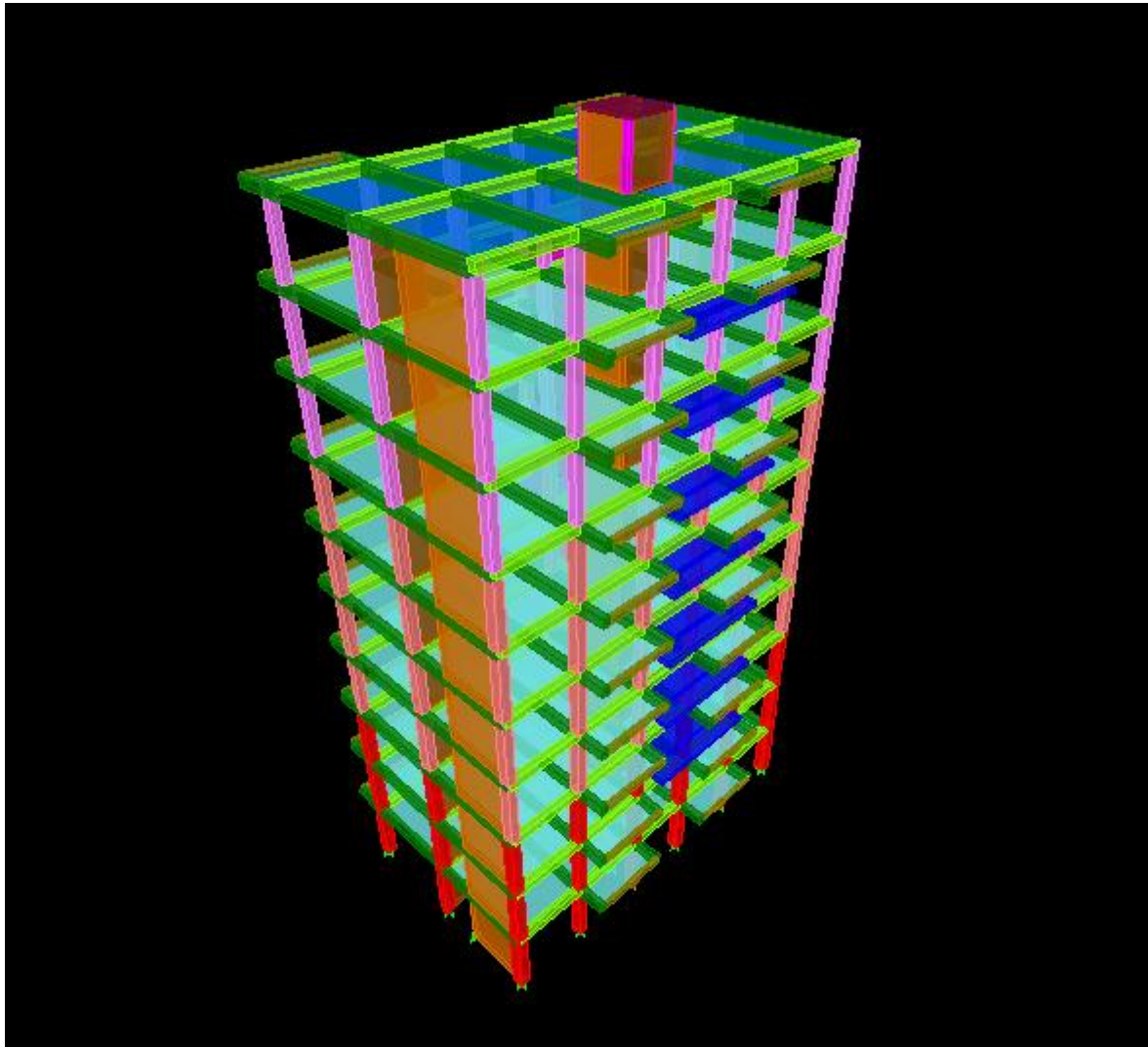
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

#### **IV-5) Etapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

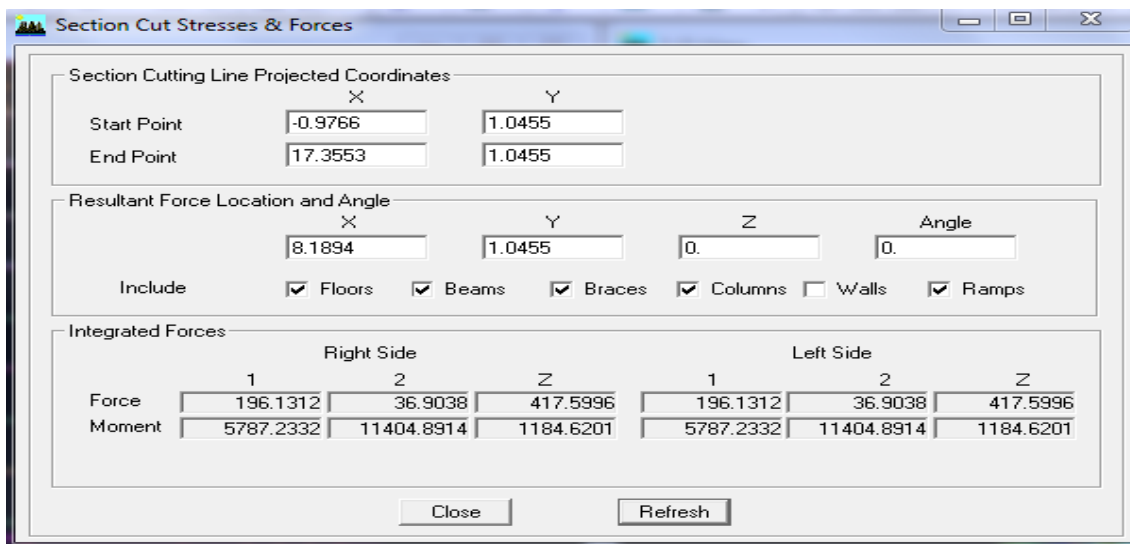
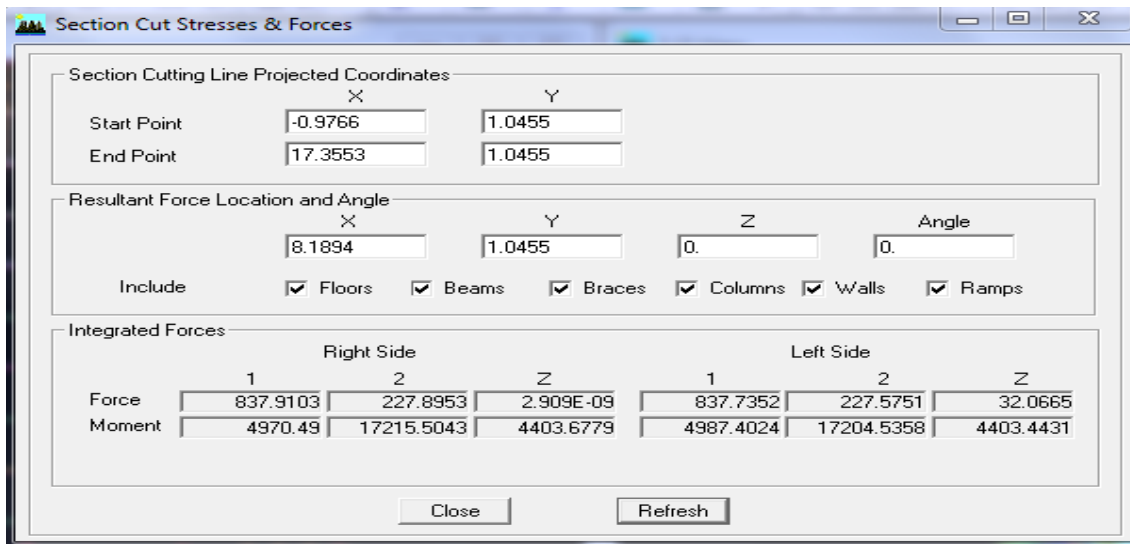
Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :



Vue en trois dimensions de la structure

#### **IV-6) Etudes de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS :



**L'effort tranchant à la base sous l'action de EX**

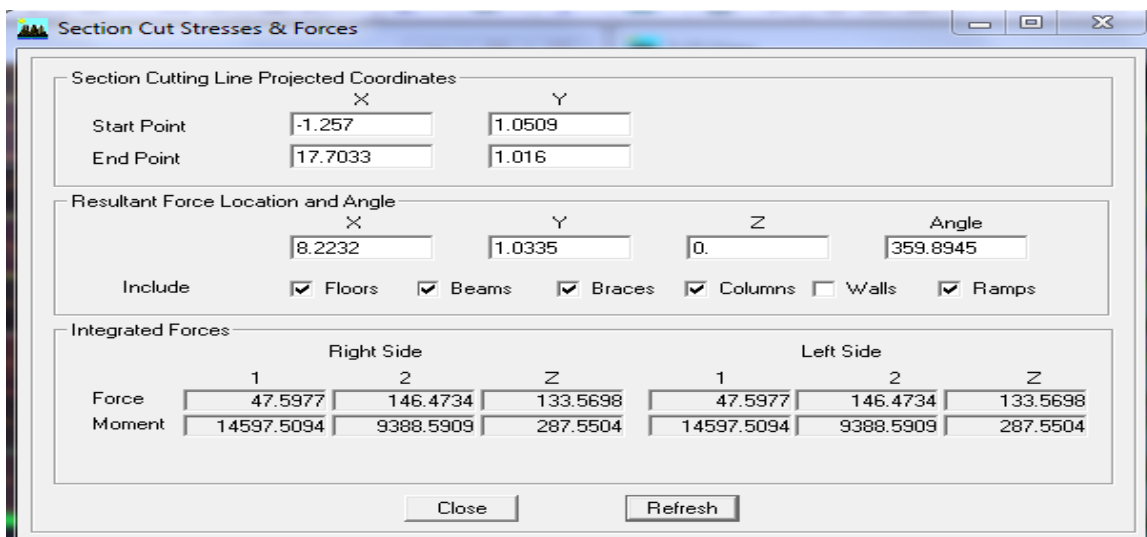
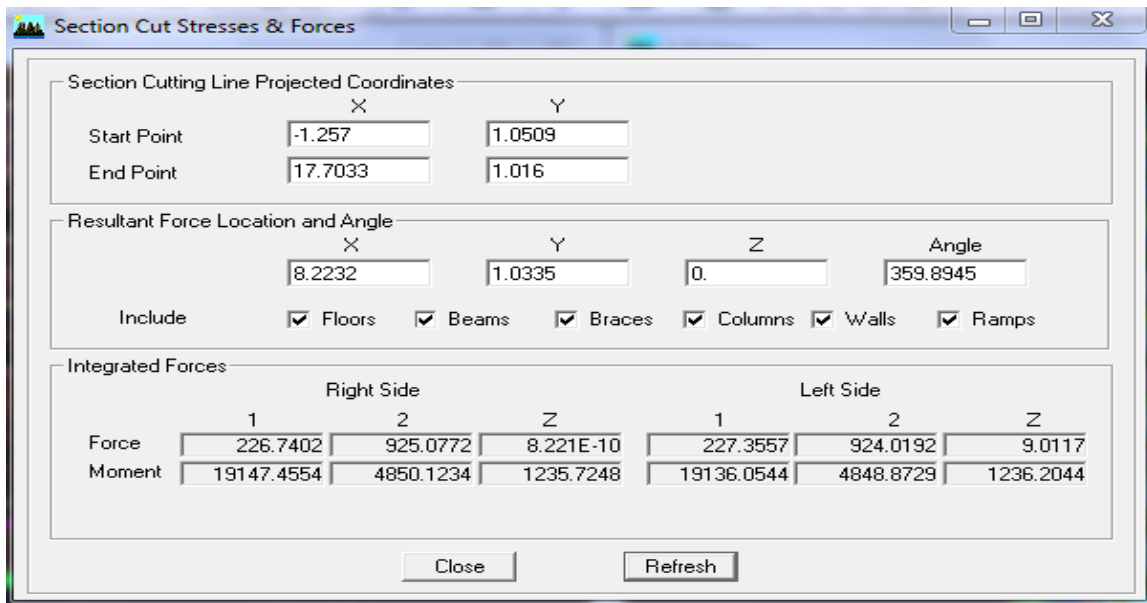
**Sens x-x :**

On a : 837,9103 → 100%  
 196,1312 → x

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{196,1312 \times 100}{837,9103} = 23.4 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles = **23,4 %**  
 Effort repris par les portiques = **76,6 %**



**L’effort tranchant à la base sous l’action de EY**

On a : 925,0772 → 100%  
 146,4734 → x

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{146,4734 \times 100}{925,0772} = 15,83 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles=**15,83%**  
 Effort repris par les portiques=**84,17%**

**Conclusion:**

D’après les résultats ci-dessus, la structure est mixte portique voile avec interaction.

**IV-7) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

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

**T (sec)** : la période avec une précision de 0,1 sec.

**A** : coefficient d'accélération de la zone.

**$\eta$** : Facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**$T_1$ ;  $T_2$**  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : facteur de qualité de la structure.  $Q = 1 + \sum p_q$

**$p_q$**  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (**tableau 4-4 du RPA 2003**)

**Avec** :  $A = 0,15$  [zone II, groupe d'usage 2 (tableau 4-1 du RPA 2003)]

$\eta$  : Est donné par la formule  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

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

Pour  $\xi = 8,5\%$  ; on a  $\eta = 0,82$

$R = 5$  Mixte portique/voile avec interaction RPA 2003 tableau 4-3

$T_1 = 0,15\text{sec}$ ,  $T_2 = 0,5\text{sec}$  [Site S3 RPA 2003 tableau 4-7]

**1-Calcul du facteur de qualité Q :**

**Tableaux donnant les valeurs des pénalités  $P_q$  :**

**Sens longitudinal :**

Critère q	Pénalité $P_q$
1-condition minimale sur les files de contreventement	0
2-redondance en plan	0
3-régularité en plan	0
4-régularité en élévation	0,05
5-contrôle de la qualité des matériaux	0
6-contrôle de la qualité d'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,05$$

**Sens transversal :**

Critère q	Pénalité P <sub>q</sub>
1-condition minimale sur les files de contreventement	0
2-redondance en plan	0
3-régularité en plan	0
4-régularité en élévation	0,05
5-contrôle de la qualité des matériaux	0
6-contrôle de la qualité d'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,05$$

Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable **Q =1,05**

**IV-8) Nombre de modes à considérer :**

a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale du système.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'importante influence des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir est :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \geq 0,2\text{sec}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol ; T<sub>K</sub> la période du mode K.

$$\text{Dans notre cas } N = 10 \rightarrow K \geq 3\sqrt{10} = 9,49$$

Donc K = 10 nombre de modes.

**IV-9) Combinaison des réponses modales :**

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

$$\text{Avec : } r = T_i / T_j \quad (T_i \geq T_j)$$

i et j : Deux modes de vibration des périodes T<sub>i</sub>, T<sub>j</sub> et d'amortissement ξ<sub>i</sub>; ξ<sub>j</sub>

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : Effet de l'action sismique considérée.

$E_i$  : Valeur modale de E selon le mode « i »

K : Nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendants ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{([E_1] + [E_2])^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

## **IV-10) Caractéristiques géométriques de la structure :**

### **L'excentricité accidentelle :**

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle-additionnelle- égale  $\pm 0.05 L$  (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{CM : centre de masse.} \\ \text{CR : centre de rigidité.} \end{array} \right.$

♦ Suivant le sens x-x :  $L_x = 16,8\text{m}$

On doit vérifier que :  $| \text{CM} - \text{CR} | \leq 5\% L_x$

Story	Diaphragme	XCM	XCR	CM-CR	5%Lx	CONDITION
RDC	D1	8.205	7.885	0.32	0.84	VERIFIEE
ETAGE1	D2	8.204	7.857	0.347	0.84	VERIFIEE
ETAGE2	D3	8.203	7.882	0.321	0.84	VERIFIEE
ETAGE3	D4	8.203	7.912	0.291	0.84	VERIFIEE
ETAGE4	D5	8.203	7.941	0.262	0.84	VERIFIEE
ETAGE5	D6	8.203	7.965	0.238	0.84	VERIFIEE
ETAGE6	D7	8.202	7.983	0.219	0.84	VERIFIEE
ETAGE7	D8	8.202	7.999	0.203	0.84	VERIFIEE
ETAGE8	D9	8.193	8.011	0.182	0.84	VERIFIEE
ETAGE9	D10	8.193	8.019	0.174	0.84	VERIFIEE

♦ **Suivant le sens y-y** :  $L_y = 12,22\text{m}$   
 On doit vérifier que :  $|CM - CR| \leq 5\% L_y$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	CM-CR	5%Ly	CONDITION
RDC	D1	6.196	5.729	0.467	0.611	VERIFIEE
ETAGE1	D2	6.199	5.815	0.384	0.611	VERIFIEE
ETAGE2	D3	6.2	5.984	0.216	0.611	VERIFIEE
ETAGE3	D4	6.201	5.718	0.483	0.611	VERIFIEE
ETAGE4	D5	6.201	5.835	0.366	0.611	VERIFIEE
ETAGE5	D6	6.201	5.938	0.263	0.611	VERIFIEE
ETAGE6	D7	6.203	6.028	0.175	0.611	VERIFIEE
ETAGE7	D8	6.203	6.103	0.1	0.611	VERIFIEE
ETAGE8	D9	6.172	6.162	0.01	0.611	VERIFIEE
ETAGE9	D10	5.984	6.189	-0.205	0.611	VERIFIEE

### Centre de rigidité et centre de masse de la structure

#### IV-11) Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participation massique de toutes les modes

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.963891	66.0372	4.3363	0	66.0372	4.3363	0
2	0.795485	4.6332	64.5856	0	70.6704	68.9218	0
3	0.691292	0.0241	0.5674	0	70.6945	69.4893	0
4	0.270788	14.5137	0.4382	0	85.2083	69.9275	0
5	0.213205	0.3693	15.7152	0	85.5776	85.6427	0
6	0.187231	0.0528	0.3648	0	85.6304	86.0075	0
7	0.124537	6.0125	0.0802	0	91.6429	86.0877	0
8	0.096988	0.0807	6.0243	0	91.7236	92.1119	0
9	0.084436	0.0535	0.2225	0	91.7771	92.3345	0
10	0.072788	3.2088	0.0303	0	94.9859	92.3647	0
11	0.057603	0.0374	3.1874	0	95.0232	95.5521	0
12	0.052919	0.7185	0.0054	0	95.7417	95.5575	0
13	0.051127	0.038	0	0	95.7797	95.5575	0
14	0.050927	0.0188	0.0001	0	95.7985	95.5575	0
15	0.05076	0.0177	0.0013	0	95.8162	95.5589	0
16	0.050743	0.1125	0.0338	0	95.9288	95.5927	0
17	0.050522	0.0831	0.0005	0	96.0119	95.5933	0
18	0.049876	0.0305	0.0097	0	96.0424	95.603	0
19	0.049571	0.0171	0.0032	0	96.0594	95.6062	0
20	0.048481	0.0508	0.0366	0	96.1103	95.6428	0
21	0.047881	0.0011	0.0281	0	96.1114	95.6709	0
22	0.045421	0.8918	0.004	0	97.0032	95.6748	0
23	0.044596	0.2295	0.002	0	97.2327	95.6768	0
24	0.041967	0.0006	0.0003	0	97.2333	95.6771	0
25	0.041422	0	0.0001	0	97.2333	95.6772	0
26	0.041257	0.0001	0.0001	0	97.2334	95.6773	0
27	0.041197	0.0002	0.0003	0	97.2336	95.6776	0
28	0.041112	0	0.0003	0	97.2336	95.6779	0
29	0.04098	0.0003	0	0	97.2338	95.6779	0
30	0.040879	0.0004	0.0012	0	97.2343	95.6792	0

### Périodes et participations massiques

#### Conclusion :

- Ce modèle présente une période fondamentale **T=0,96 sec.**
- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation
- Le 3<sup>ème</sup> mode de torsion
- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le mode 8

#### IV-12) Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le RPA la résultante des forces sismique à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

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

$$T_1 = 0,15, T_2 = 0,5$$

$T$  : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 30,60$$

$C_T$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau 4.6  $\longrightarrow C_T = 0,05$

$$T = 0,65 \text{ sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,07$$

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure RPA 2003 tableau 4.3

$$R = 5$$

Q : Facteur de qualité  $Q = 1,05$

W : Poids total de la structure, donné par ETABS :

$$W_t = 19839,96 \text{ KN}$$

$$V_L = \frac{0.15 \times 1,07 \times 1,05}{5} \times 19839,96 = 668,70 \text{ KN}$$

$$V_T = \frac{0.15 \times 1,07 \times 1,05}{5} \times 19839,96 = 668,70 \text{ KN}$$

Story	P
ETAGE9	2029.25
ETAGE8	3945.09
ETAGE7	5860.94
ETAGE6	7828.42
ETAGE5	9795.9
ETAGE4	11763.39
ETAGE3	13730.87
ETAGE2	15756.88
ETAGE1	17782.88
RDC	19839.96

Tableau IV.3.Poids de chaque niveau.

### **IV-13) Résultante des forces sismiques de calcul :(RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **EATABS** ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par **la méthode statique équivalente  $V_{max}$**  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : ( $V_t \geq 0,8V_{max}$ )

-Si  $V_t \leq 0,8V_{max}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport  $0,8V/V_t$

#### **Vérification :**

##### **Sens x-x :**

$$V_{etabs} = 837,91 \text{ KN} > 0,8 \times 668,70 = 534,96 \text{ KN}$$

##### **Sens y-y :**

$$V_{etabs} = 925,07 \text{ KN} > 0,8 \times 668,70 = 534,96 \text{ KN}$$

#### **Conclusion :**

L'effort tranchant à la base est vérifié.

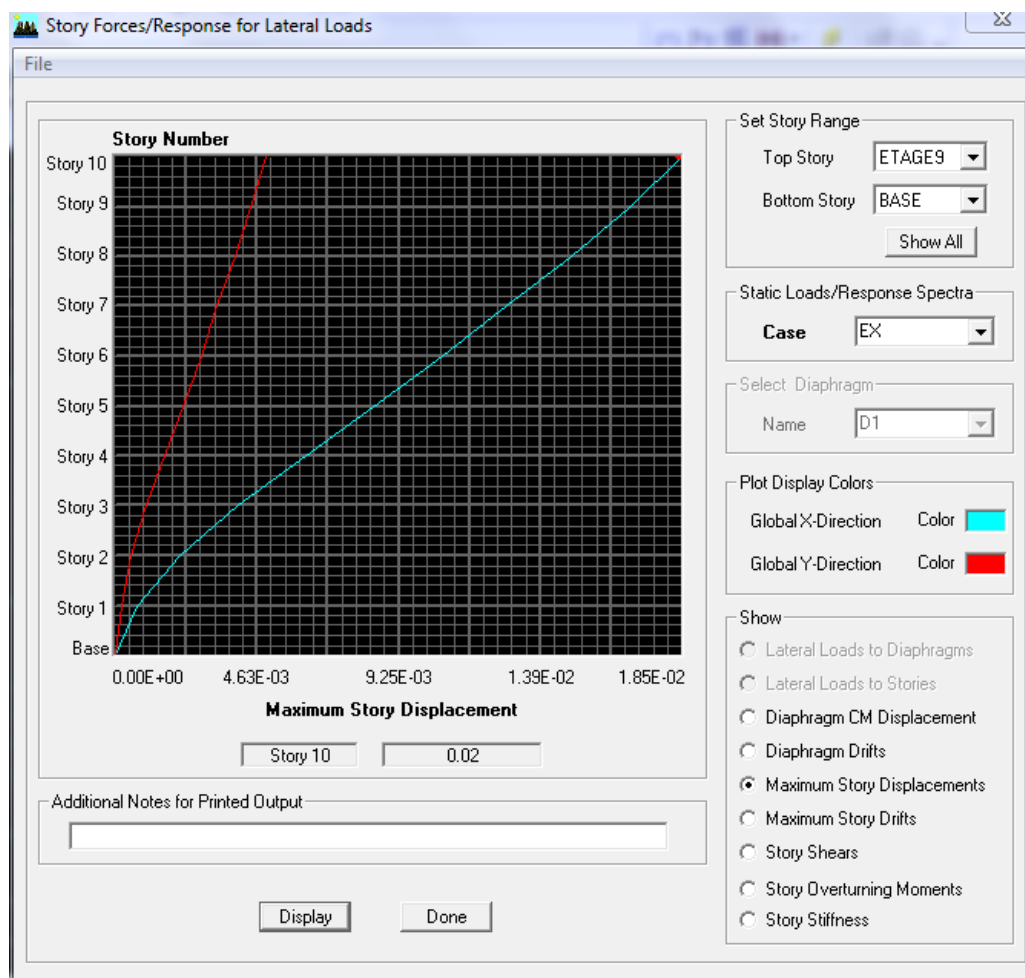
### **IV-14) Vérification des déplacements :**

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

#### **1) Déplacement maximal :**

##### **Sens transversal :**



### **Vérification des déplacements selon $E_x$**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

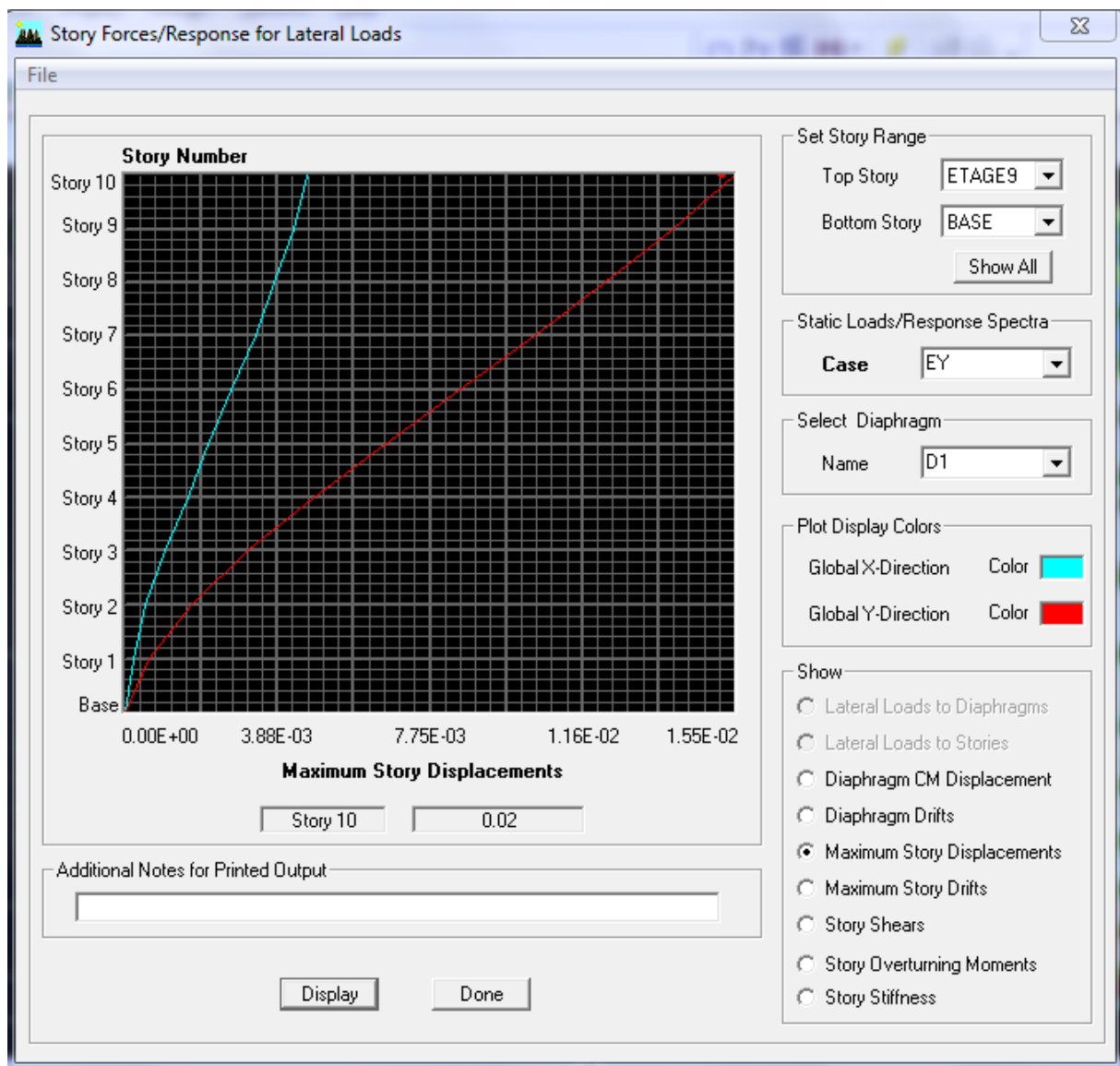
$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

$f$  : La flèche admissible.

$H_t$  : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30.6}{500} = 0.0612 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Sens longitudinal :



### **Vérification des déplacements selon $E_y$**

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30.6}{500} = 0.0612 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2) Déplacements relatifs :**

D'après le RPA 2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

**Le déplacement horizontal :** à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit d'après le RPA 2003 (Art 4.4.3) :  $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

**Avec :**

$\delta_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

**Suivant E<sub>x</sub> :**

Story	Diaphragm	Load	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	CONDITION
ETAGE9	D10	EX	0.0184	0.0017	0.0306	VERIFIEE
ETAGE8	D9	EX	0.0167	0.002	0.0306	VERIFIEE
ETAGE7	D8	EX	0.0147	0.002	0.0306	VERIFIEE
ETAGE6	D7	EX	0.0127	0.0022	0.0306	VERIFIEE
ETAGE5	D6	EX	0.0105	0.0022	0.0306	VERIFIEE
ETAGE4	D5	EX	0.0083	0.0023	0.0306	VERIFIEE
ETAGE3	D4	EX	0.006	0.0021	0.0306	VERIFIEE
ETAGE2	D3	EX	0.0039	0.0019	0.0306	VERIFIEE
ETAGE1	D2	EX	0.002	0.0014	0.0306	VERIFIEE
RDC	D1	EX	0.0006	0.0006	0.0306	VERIFIEE

**Suivant E<sub>y</sub> :**

Story	Diaphragm	Load	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	CONDITION
ETAGE9	D10	EY	0.0146	0.0016	0.0306	VERIFIEE
ETAGE8	D9	EY	0.013	0.0016	0.0306	VERIFIEE
ETAGE7	D8	EY	0.0114	0.0017	0.0306	VERIFIEE
ETAGE6	D7	EY	0.0097	0.0017	0.0306	VERIFIEE
ETAGE5	D6	EY	0.008	0.0018	0.0306	VERIFIEE
ETAGE4	D5	EY	0.0062	0.0017	0.0306	VERIFIEE
ETAGE3	D4	EY	0.0045	0.0016	0.0306	VERIFIEE
ETAGE2	D3	EY	0.0029	0.0014	0.0306	VERIFIEE
ETAGE1	D2	EY	0.0015	0.001	0.0306	VERIFIEE
RDC	D1	EY	0.0005	0.0005	0.0306	VERIFIEE

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduire dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse)

**Conclusion :**

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage

**IV-15) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K \leq 0.1$$

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k h_k}$$

$P_k$  : 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 » en considérons les combinaisons sismiques (G+Q+E et 0.8G+E)

$H_k$  : hauteur de l'étage « k »

$P_k = m \times g$  (pour chaque niveau).

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k »

Story	P	Pk	he	UX	UY	VX	VY	θx	θy	θ<0.1
ETAGE9	2029.25	2029.25	3.06	0.0184	0.0146	191.87	211.2	0.063	0.045	VERIFIEE
ETAGE8	3945.09	5974.34	3.06	0.0167	0.013	518.38	572.92	0.062	0.044	VERIFIEE
ETAGE7	5860.94	9806.03	3.06	0.0147	0.0114	762.76	844.31	0.061	0.043	VERIFIEE
ETAGE6	7828.42	13689.36	3.06	0.0127	0.0097	964.5	1070.62	0.059	0.04	VERIFIEE
ETAGE5	9795.9	17624.32	3.06	0.0105	0.008	1136.09	1264.32	0.053	0.036	VERIFIEE
ETAGE4	11763.39	21559.29	3.06	0.0083	0.0062	1284.35	1428.37	0.045	0.03	VERIFIEE
ETAGE3	13730.87	25494.26	3.06	0.006	0.0045	1412.43	1566.58	0.035	0.023	VERIFIEE
ETAGE2	15756.88	29487.75	3.06	0.0039	0.0029	1518.79	1677.91	0.024	0.016	VERIFIEE
ETAGE1	17782.88	33539.76	3.06	0.002	0.0015	1602.07	1767.15	0.013	0.009	VERIFIEE
RDC	19839.96	37622.84	3.06	0.0006	0.0005	1659.88	1828.83	0.004	0.003	VERIFIEE

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans les deux sens**

**Conclusion :**

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieurs à « **0.1** ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

**Conclusion générale :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La structure est mixte portique voile avec interaction.
- L'excentricité est vérifiée.
- La période fondamentale est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

**V-1) Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1,35G + 1,5Q & \longrightarrow & \text{ELU} \\
 G + Q & \longrightarrow & \text{ELS} \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & \text{RPA99 modifié 2003}
 \end{array}$$

**Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :**

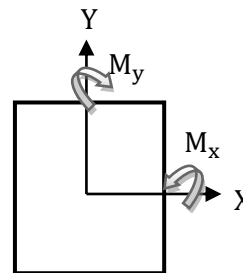
Situation	$f_e$ [MPa]	$f_{c28}$ [MPa]	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{bu}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
Durable	400	25	1.5	1,15	14,2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18,48	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

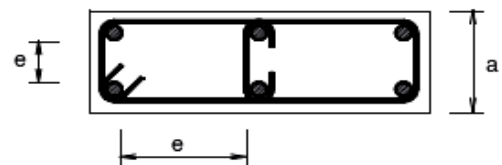
$M_x$  : Moment du poteau dans le sens longitudinal

$M_y$ : Moment du poteau dans le sens transversal

**V-2) Recommandation du RPA 2003 :****V-2-a) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone II<sub>a</sub>).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.



-Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

-Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

### **1-Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8%** de la section du béton (zone II<sub>a</sub>) :

$$\text{poteaux (45 x 45): } A_{\min} = 0,8\%(b \times h) = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 x 40): } A_{\min} = 0,8\%(b \times h) = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 x 35): } A_{\min} = 0,8\%(b \times h) = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$$

### **2-Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone II<sub>a</sub>) :

**Zone courante :**

$$\text{poteaux (45 x 45): } A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 x 40): } A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 x 35): } A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

### **3-Zone de recouvrement :**

$$\text{poteaux (45 x 45): } A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 x 40): } A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 x 35): } A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$$

### **V-2-b) Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

-Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

-Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 modifié 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales ;  $f_e = 400\text{MPa}$

$A_t$ : Armatures transversales.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho = 2,50 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) & \text{En zone nodale.} \\ S_t \leq 15 \emptyset & \text{En zone courante.} \end{cases}$$

Avec  $\emptyset$ : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

### 1-La quantité d'armatures transversales minimale :

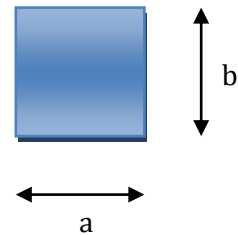
$\frac{A_t}{b.S_t}$  En % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0,3 \% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

### 2-Calcul d'élanement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \emptyset$  minimum.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$



Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$l_f$ : Longueur de flambement du poteau.

## V-3) Calcul de ferrailage à L'ELU :

### V-3-a) Les armatures longitudinales :

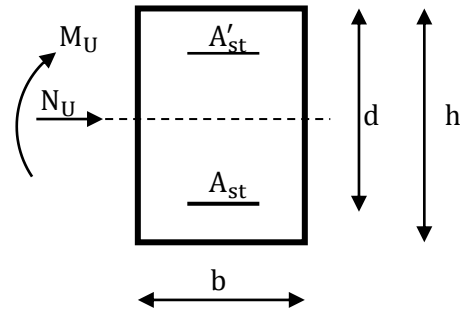
#### 1-Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$



**a-Section partiellement comprimée : (SPC)**

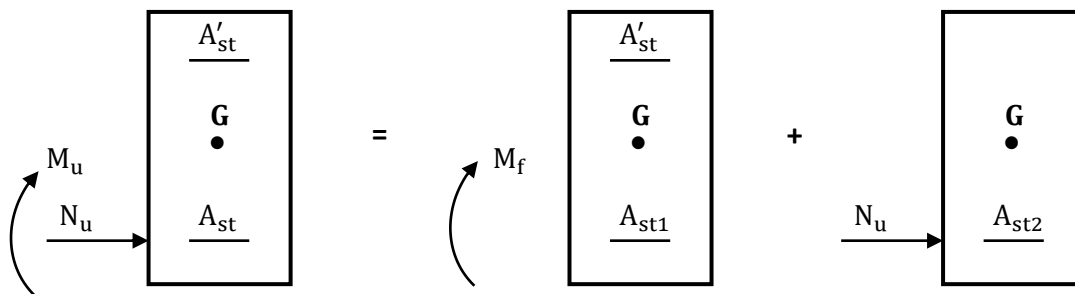
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$M_f$  : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

- Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$   $\longrightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

- Si :  $\mu > \mu_1 = 0,392$   $\longrightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

**On calcul:**

$$M_r = \mu_1 bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

**Avec :**

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_f = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$ ,  $A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

**b-Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

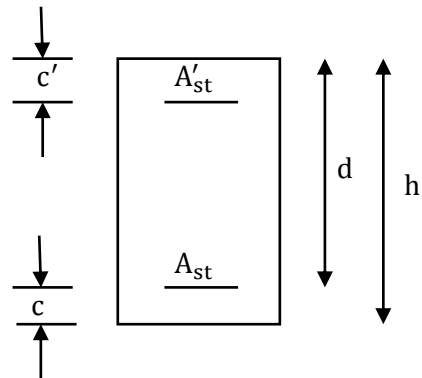
**1<sup>er</sup> Cas : Section Simplement Armée :**

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \quad \rightarrow A'_{st} \neq 0 \quad ; \quad A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**2<sup>eme</sup> Cas : Section Doublement Armée :**

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0,5h) bh f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

**Si :**  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} B : \text{ Aire de la section du béton seul.} \\ \sigma_{st} : \text{ Contrainte de l'acier.} \end{array} \right.$$

**Note :**

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- Zone I : RDC, 1er et 2eme étage.
- Zone II : Du 3eme au 6eme étage.
- Zone III : Du 7eme au 9eme étage.

**2-Calcul de ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN. m)	Section b×h (Cm <sup>2</sup> )	Obs.	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(adopt)</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC, Etage 1 et 2	N <sub>max</sub> =-1825,02	M <sub>cor</sub> =0,791	45x45	SEC	0,00	0,00	16,2	20 ,6	4HA20+4HA16
	N <sub>min</sub> =578,17	M <sub>cor</sub> =2,466		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> =933,32	M <sub>max</sub> =-71,961		SEC	0,00	0,00			
Etages 3, 4 ,5 et 6	N <sub>max</sub> =-1194,62	M <sub>cor</sub> =-3,887	40x40	SEC	0,00	0,00	12,8	14,19	4HA16+4HA14
	N <sub>max</sub> =133,94	M <sub>cor</sub> =3,852		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> =-380,51	M <sub>max</sub> =-76,416		SPC	0,00	0,2			
Etages 7, 8 et 9	N <sub>max</sub> =-473,64	M <sub>cor</sub> =-7,575	35x35	SEC	0,00	0,00	9,8	12,31	8HA14
	N <sub>min</sub> =17,68	M <sub>cor</sub> =1,602		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> =-87,97	M <sub>max</sub> =-59,764		SPC	0,00	2,9			

Tableau V-1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant les deux sens

### **V-3-b) Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

#### **1-Diamètre des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_L^{\max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

#### **2-Espacements des armatures transversales:** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

-Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min (10\phi_l ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

-Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l = 21 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :  $\phi_L = 14 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

#### **3-La quantité d'armatures transversales minimale :**

Calcul de  $\lambda_g$  et de  $A_t^{\min}$ :

**Poteaux (45x45) :**

RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 \longrightarrow \lambda_g < 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,45\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,0045 \times 45 \times 10 = 2,025 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,0045 \times 45 \times 15 = 3,038 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Poteaux (40x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,4} = 5,355 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Poteaux (35x 35) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,35} = 6,12 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Conclusion :** les armatures transversales de tout les poteaux seront composées de :

2 cadres  $\Phi 8$

**4-Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221) :**

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA20 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \text{ cm}$$

**5-Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$

$$\text{Pour les HA14 : } L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

**6-Délimitation de la zone nodale :**

Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit :

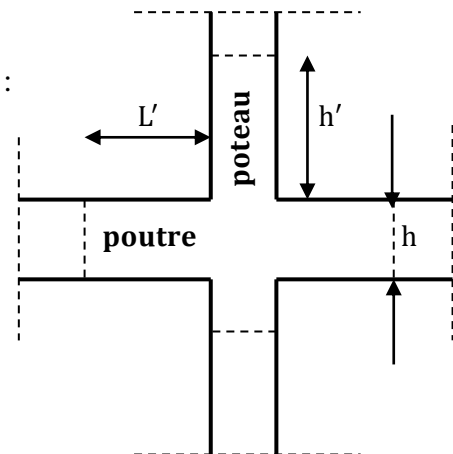
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\} = \max\{51,45,45,60\} \text{ cm}$$

$b_1$  et  $h_1$ : Dimension du poteau

$h_e$ : Hauteur de RDC

On aura :  $h' = 60 \text{ cm}$

**7-Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075(25) = 1,875 \text{ MPa} \\ 0,04 \text{ Si } \lambda_g < 5 & \longrightarrow \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04(25) = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

**-Poteaux (45x45) :**

$$\tau_b = \frac{24,16 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,126 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa}$$

**-Poteaux (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{33,33 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,222 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

**-Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{33,48 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,294 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

## **V-4) Vérifications à l'ELS :**

### **V-4-a) Vérification des contraintes :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

#### **1-L'état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

#### **2-La contrainte dans le béton :**

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

#### **a-Vérification d'une section entièrement comprimée :**

–On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

–On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0,5 \times h - c') - A_s(d - 0,5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

–On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0,5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0,5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \longrightarrow \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \longrightarrow \text{Sur la fibre inférieure.}$$

#### **Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

$$\text{On vérifie que : } \max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

#### **b-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 a l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$ : La distance entre l'axe neutre a 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 :  $y_2^3 + P.y_2 + q = 0$

**Avec :**

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s \text{ Et } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6. n. \overline{A_u} \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6. n. \overline{A_u} \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6. n. \overline{A_u} \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6. n. \overline{A_u} \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = \sqrt[3]{t}$ ,  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si  $\Delta \leq 0$  : l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a. \cos\left(\frac{a}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a. \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_2^3 = a. \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right), \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \quad \text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

Niveaux	Effort normal [KN]	Moment [KN. m]	$e_s$ [m]	$\frac{h}{6}$ [m]	Obs.	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ in}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs.
RDC-2	$N_{max} = -1418,87$	$M_{cor} = -26,301$	<b>0,018</b>	<b>0,075</b>	SEC	111,5	75,7	348	7,58	4,9	15	vérifiée
	$N_{min} = 578,17$	$M_{cor} = 2,466$	<b>0,004</b>	<b>0,075</b>	SEC	39,8	36,5		2,67	2,42		Vérifiée
	$N_{cor} = -933,32$	$M_{max} = -71,931$	<b>0,077</b>	<b>0,075</b>	SEC	110,5	12,7		7,77	0,44		Vérifiée
3-6	$N_{max} = -944,31$	$M_{cor} = -46,236$	<b>0,049</b>	<b>0,066</b>	SEC	126,1	34,3	348	8,84	1,85	15	Vérifiée
	$N_{min} = 133,94$	$M_{cor} = 3,852$	<b>0,029</b>	<b>0,066</b>	SEC	15,2	7,55		1,05	0,47		Vérifiée
	$N_{cor} = -380,51$	$M_{max} = -76,416$	<b>0,2</b>	<b>0,066</b>	SPC	126,9	-130,7		9,69	0		Vérifiée
7-9	$N_{max} = -362,83$	$M_{cor} = -29,685$	<b>0,082</b>	<b>0,058</b>	SPC	83,4	-4,87	348	6,05	0	15	Vérifiée
	$N_{min} = 17,68$	$M_{cor} = 1,602$	<b>0,09</b>	<b>0,058</b>	SPC	4,33	-0,61		0,32	0		Vérifiée
	$N_{cor} = -87,97$	$M_{max} = -59,764$	<b>0,679</b>	<b>0,058</b>	SPC	121,8	-348,8		10,7	0		vérifiée

Tableau V-2 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.

**3-Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e_s - 0,455d)}{e_s - 0,185d} b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	N(KN)	M(KN. m)	e <sub>s</sub> (m)	d(cm)	b(cm)	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Obs
<b>RDC-2</b>	N <sub>max</sub> = -1418,87	M <sub>cor</sub> = -26,301	0,018	42,5	45	6,68	20,6	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>min</sub> = 578,17	M <sub>cor</sub> = 2,466	0,004	42,5	45	5,86	20,6	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>cor</sub> = -933,32	M <sub>max</sub> = -71,931	0,077	42,5	45	9,33	20,6	<b>Vérifiée</b>
<b>3-6</b>	N <sub>max</sub> = -944,31	M <sub>cor</sub> = -46,236	0,049	37,5	40	10,81	14,19	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>min</sub> = 133,94	M <sub>cor</sub> = 3,852	0,029	37,5	40	6,35	14,19	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>cor</sub> = -380,51	M <sub>max</sub> = -76,416	0,2	37,5	40	0,41	14,19	<b>Vérifiée</b>
<b>7-9</b>	N <sub>max</sub> = -362,83	M <sub>cor</sub> = -29,685	0,082	32,5	35	4,14	12,31	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>min</sub> = 17,68	M <sub>cor</sub> = 1,602	0,09	32,5	35	2,66	12,31	<b>Vérifiée</b>
	N <sub>cor</sub> = -87,97	M <sub>max</sub> = -59,764	0,679	32,5	35	1,18	12,31	<b>Vérifiée</b>

**Tableau V-3 : vérification de la condition de non fragilité.**

**VI-A) Introduction :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple selon les sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

-À l'état limite ultime :  $1,35G + 1,5Q$

-Situation accidentelles :  $G + Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

**VI-A-1) Etapes de calcul des armatures :**

Calcul des moments réduits ultimes :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  : Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$  : Dans le cas d'une situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

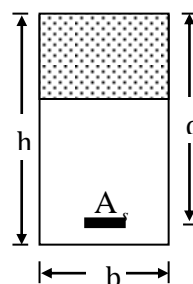
**1<sup>er</sup> cas :**  $\mu \leq \mu_l = 0,392$  La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

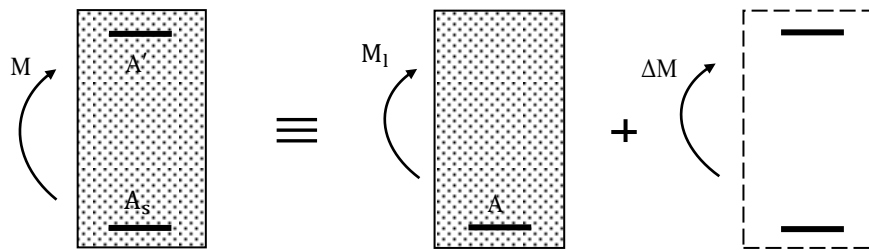
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d\sigma_{st}}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$



**2<sup>ème</sup> cas :**  $\mu > \mu_1 = 0,392$  La section est doublement armée (S.D.A).



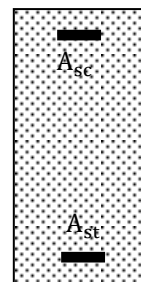
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_1$$

$$M_{f1} = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

Armatures tendues :  $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées :  $A_{sc} = A_{st2}$

## **VI-A-2) Recommandation du RPA99-modifié2003 :**

### **VI-A-2-a) Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Poutres secondaires :  $0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$

Poutres principales :  $0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique  $II_a$  est de  $40\phi$ .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de  $90^\circ$ .

**A.N :**

**Poutre secondaire :**

$$0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

**Poutres principales :**

$$0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courant.}$$

$$0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

**VI-A-2-b) Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

L'espace entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\varphi\right) : \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad : \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$\varphi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI-A-3) Vérifications à l'ELU :**

**VI-A-3-a) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 Art A64)**

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque cas de

poutre est donnée par la formule suivante :  $A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (**BAEL 91**).

**VI-A-3-b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art 521)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \min\left(0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

**VI-A-3-c) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

(BAEL 91 Art 521)

**Influence sur le béton :**

On doit vérifiée la relation suivant :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a.b \quad ; \quad a = 0,9d$$

**Influence sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$  , On doit prolonger au delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Si  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$  les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**VI-A-3-d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{c28}$$

$\psi_s = 1,50$  Pour les aciers hauts adhérence.

**VI-A-3-e) Ancrage des barres (Art. A.6.1,23/BAEL91):**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$L_s = \max\left\{\frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} ; 40\varphi\right\}$$

$$L_r = 0,4L_s$$

**VI-A-4) Vérifications à l'ELS :****VI-A-4-a) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier :  $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

**VI-A-4-b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

**VI-A-4-c) Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2):**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions suivantes sont Vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$M_0$  : Moment de travée de référence.

$M_t$  : Moment en travée.

$A_s$  : Section d'acier tendue en travée.

$L$  : Portée libre de la poutre.

Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$F_v = \frac{M.L^2}{10.E_v.I.F_v} \leq \frac{1}{500} \quad ; \quad \lambda = \frac{0,02.f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)} \quad ; \quad E_v = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{IF}_v = \frac{I_0}{1 + 0,4\mu \cdot \lambda}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad , \mu = 1 - \frac{1,75f_{c28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$A_s$  : La section d'armatures tendues.

$E_v$  : Module de déformation longitudinal différée ( $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$ )

**VI-B) Application :**

Le ferrailage des poutres s'effectuera à partir du logiciel « SOCOTEC » et à partir de « ETABS » on extrait les efforts internes.

**VI-B-1) Ferrailage des poutres principales :****VI-B-1-a) Calcul des armatures longitudinales :**

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$$h = 40\text{cm} \quad ; b = 30\text{cm} \quad ; d = 37,5\text{cm}$$

**Aux appuis:**

Niveau	$M_t(\text{KN. m})$	$\mu$	obs.	$\beta$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	ferrailage	$A_{adoptée}$
RDC – 2	-112.069	0.144	SSA	0,922	9,31	6	3HA16+ Chap. (3HA14)	10,65
3 – 6	-120.548	0,154	SSA	0,916	10,08	6	3HA16+ Chap. (3HA14)	10,65
7 – 9	-114.933	0,148	SSA	0,919	9,58	6	3HA16+ Chap. (3HA14)	10,65

**Tableau VI-1 : Ferrailage des poutres principales au niveau des appuis**

**En travée:**

Niveau	$M_t(\text{KN. m})$	$\mu$	obs.	$\beta$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	ferrailage	$A_{adoptée}$
RDC – 2	-61.499	0,102	SSA	0,946	4,98	6	3HA16+ Chap. (3HA12)	9,42
3 – 6	-87,08	0,146	SSA	0,921	7,25	6	3HA16+ Chap. (3HA12)	9,42
7 – 9	-99.112	0.166	SSA	0,909	8.35	6	3HA16+ Chap. (3HA12)	9,42

**Tableau VI-2 : Ferrailage des poutres principales en travées.**

**VI-B-1-b) Vérifications à l'ELU :****1- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 10,65 > A_{\min} = 1,376 \text{ cm}^2$$

**2- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 116,22 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = \frac{116,22 \times 10^3}{300 \times 375} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**3- Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :****a-Influence sur le béton :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \times 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left( 0,4 \times 0,9 \times 375 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 675 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 116,22 \text{ kN} < 675 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b-Influence sur les aciers :**

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left( T_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 116,22 - \frac{120,54}{0,9 \times 37,5} \right) = 0,323 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 > 0,323 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**4- Vérification de la contrainte d'adhérence des barres:**

En doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d.\sum u_i}$$

$$\sum u_i = n.\phi.\pi = 3(16+14) \times 3,14 = 282,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{116,22 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 282,6} = 1,218 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée

### **5- Ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1, 23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \max \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ m} \\ L_s = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

**Pour T16 :**       $L_s = 64 \text{ cm}$        $L_{cr} = 0,4L_s = 0,4 \times 64 = 25,6 \text{ cm}$

Soit :               **$L_s = 65 \text{ cm}$**                **$L_{cr} = 30 \text{ cm}$**

### **VI-B-1-c) Calcul des armatures transversales :**

#### **1-Calcul des espacements :**

Selon le RPA 99 (addenda 2003)

- Zone nodale :     $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(10; 19,2) = 10 \text{ cm.}$

On prend :         $St = 8 \text{ cm.}$

- Zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm.}$

On prend :         $St = 15 \text{ cm.}$

**2-Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91. Art.7.2.2)**

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(16 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) \leq \min(16 ; 11,43 ; 30)$$

Donc :  $\varphi_t \leq 11,43 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 8$  Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**3-Armatures transversales minimales :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

**4-Espacement minimal :**

$$St \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\varphi_1\} \Rightarrow St \leq \{33,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

**VI-B-1-d) Vérification à l'ELS :****1-Etat limite de compression du béton :**

Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS										
Niveaux	$M_s^{\max}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	
RDC – 2	29.265	9,24	0,821	0,8705	23,636	97,02	4,10	15	vérifiée	travée
	44.134	10,65	0,946	0,8635	21,637	127,97	5,91	15	vérifiée	Appuis
3 – 6	27.915	9,24	0,821	0,8705	23,636	92,54	3,91	15	vérifiée	travée
	63.157	10,65	0,946	0,8635	21,637	138,13	6,38	15	vérifiée	Appuis
7 – 9	33.468	9,24	0,821	0,8705	23,636	110,95	4,69	15	vérifiée	travée
	71.947	10,65	0,946	0,8635	21,637	208,62	9,64	15	vérifiée	Appuis

**Tableau VI-3 : Vérification de l'état limite de compression du béton.**

**2-Vérification de la flèche :**

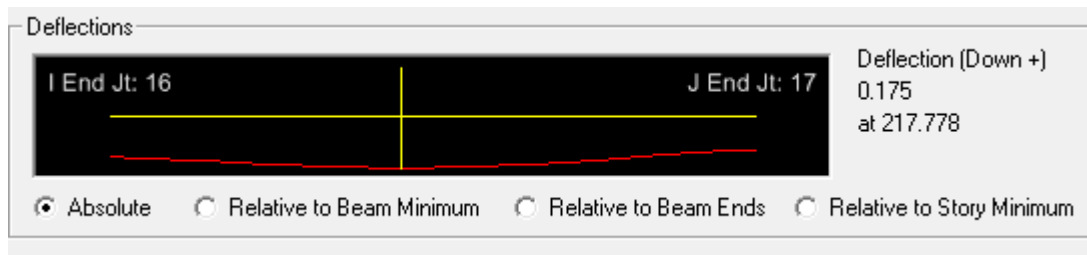
On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{485}{500} = 0,97 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est :



Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :  $f = 0,175 \text{ cm}$

$$f = 0,175 \leq \bar{f} = 0,97 \text{ cm}$$

**VI-B-2) Ferrailage des poutres secondaires :****VI-B-2-a) Calcul des armatures longitudinales :**

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$$h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 32,5 \text{ cm}$$

**Aux appuis :**

Niveau	$M_t$ (KN. m)	$\mu$	obs.	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{adopté}$
RDC – 2	-86,177	0,146	SSA	0,921	8,27	5,25	3HA14+ Chap. (3HA14)	9,24
3 – 6	-91,809	0,156	SSA	0,915	8,84	5,25	3HA14+ Chap. (3HA14)	9,24
7 – 9	-88,603	0,150	SSA	0,918	8,53	5,25	3HA14+ Chap. (3HA14)	9,24

**Tableau VI-1 : Ferrailage des poutres secondaire au niveau des appuis**

**En travées:**

Niveau	$M_t$ (KN. m)	$\mu$	obs.	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{adoptée}$
RDC – 2	-46,971	0,104	SSA	0,945	4,39	5,25	3HA14 + Chap (3HA12)	8,01
3 – 6	-57,624	0,128	SSA	0,931	4,99	5,25	3HA14 + Chap (3HA12)	8,01
7 – 9	-79,270	0,176	SSA	0,902	7,77	5,25	3HA14 + Chap (3HA12)	8,01

Tableau VI-1 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

**VI-B-2-b) Vérifications à l'ELU :****1-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,177 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 1,177 \text{ cm}^2$$

**2-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 159.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{159.2 \times 10^3}{300 \times 325} = 1,632 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**3-Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :****a-Influence sur le béton :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left( 0,4 \times 0,9 \times 325 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 585 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 159.2 \text{ kN} < 585 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b-Influence sur les aciers :**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = \left(159,2 - \frac{91,809}{0,9 \times 0,325}\right) = -154,67 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

**4-Vérification de la contrainte d'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{159,2 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 263,76} = 2,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**5-Ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1, 23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \begin{cases} \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ m} \\ 40 \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \end{cases}$$

**Pour T14 :**       $L_S = 56 \text{ cm}$        $L_{cr} = 0,4 L_S = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$

Soit               **$L_S = 60 \text{ cm}$**        **$L_{cr} = 25 \text{ cm}$**

**VI-B-2-c) Calcul des armatures transversales :****1-Calcul des espacements :**

- Zone nodale :       $St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varphi\right) = \min(8,75 ; 16,8) = 8,75 \text{ cm.}$

→ On prend :       $St = 7 \text{ cm}$

-Zone courante :       $St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$

→ On prend :       $St = 15 \text{ cm.}$

**2-Diamètre des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left( \varphi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \leq \min \left( 12 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} \right) \leq \min (12 ; 10 ; 30)$$

Donc :  $\varphi_t \leq 10 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 8$ .

Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**3-Espacement minimal :**

$$St \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\varphi_1\} \Rightarrow St \leq \{29,25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

**3-Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:**

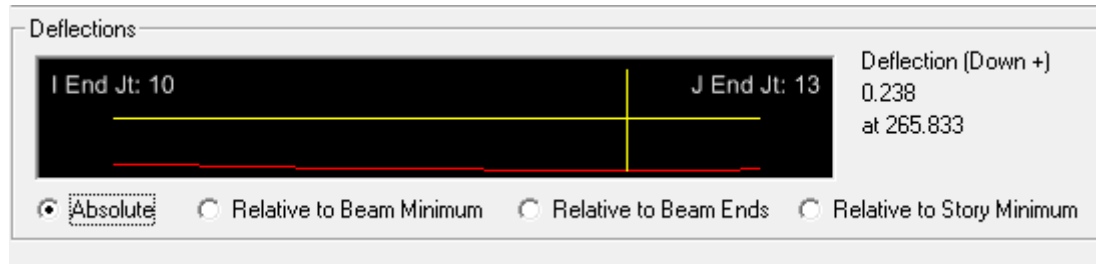
$$A_t \geq 0,003 \cdot St \cdot b$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI-B-2-d) Vérification à l'ELS :****1-Etat limite de compression du béton :**

Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS										
Niveaux	$M_{smax}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	
RDC – 2	19,53	8,01	0,821	0,8705	23,636	86,18	3,64	15	vérifiée	travée
	34,028	9,24	0,948	0,8634	21,609	131,24	6,07	15	vérifiée	Appuis
3 – 6	34,342	8,01	0,821	0,8705	23,636	151,54	6,41	15	vérifiée	travée
	60,261	9,24	0,948	0,8634	21,609	232,41	10,75	15	vérifiée	Appuis
7 – 9	39,433	8,01	0,821	0,8705	23,636	174,01	7,36	15	vérifiée	travée
	68,407	9,24	0,948	0,8634	21,609	263,83	12,2	15	vérifiée	Appuis

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68\text{cm}$



Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :  $f = 0,238 \text{ cm}$

$$f = 0,238 \leq \bar{f} = 0,68\text{cm}$$

————→ Condition vérifiée.

### **VI-B-3) Longueur des chapeaux et des deuxièmes lits des armatures :(BAEL 91)**

#### **VI-B-3-a) La longueur des chapeaux dans les appuis :**

##### **1-Appuis de rive :**

$$L_{\text{chap}} = \frac{L_{\text{entre âme}}}{4}$$

##### **2-Appuis intermédiaire:**

$$L_{\text{chap}} = \frac{L_{\text{entre âme}}}{5} \text{ à gauche} + \frac{L_{\text{entre âme}}}{5} \text{ à droite} + l_{\text{pot}}$$

##### **Poutres secondaires :**

**Appui A et F :**  $L_{\text{ch}} = 3,4/4 = 0,85 \text{ m}$

**Appui B et E :**  $L_{\text{ch}} = 3,4/5 + 3,35/5 + 0,4 = 1,75 \text{ m}$

**Appui C et D :**  $L_{\text{ch}} = 3,35/5 + 3/5 + 0,4 = 1,67 \text{ m}$

##### **Poutres principales :**

**Appui 2 :**  $L_{\text{ch}} = 4,85/4 = 1,21 \text{ m}$

**Appui 3 :**  $L_{\text{ch}} = 4,54/5 + 4,85/5 + 0,4 = 2,28\text{m}$

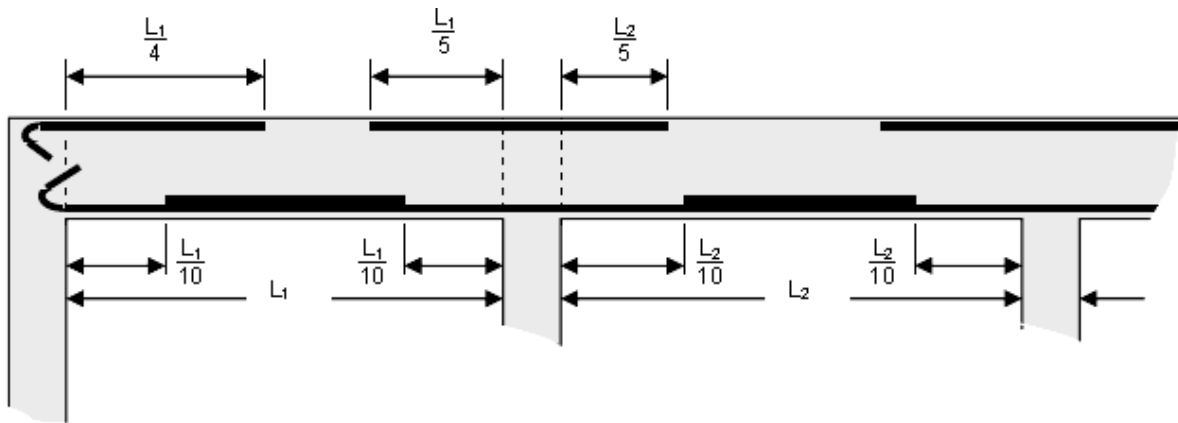
**Appui 4 :**  $L_{\text{ch}} = 4,54/5 = 0,91 \text{ m}$

**VI-B-3-b) La longueur du deuxième lit dans les travées :****Poutres principales :**

$$L_{\text{lit}} = L_{\text{entre âme}} - \frac{2 \times L_{\text{entre axe}}}{10}$$

**Travée : 2-3 :**  $L_{\text{lit}} = 4,45 - (2 \times 4,85) / 10 = 3,48 \text{ m.}$

**Travée : 3-4 :**  $L_{\text{lit}} = 4,14 - (2 \times 4,54) / 10 = 3,23 \text{ m.}$



**Figure VI : Longueurs des chapeaux et des deuxième lits des armatures.**

**VII-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation, et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferraillage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode des tronçons de la RDM.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Au cours des calculs de ferraillage, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter une même section d'armatures pour un certain nombre de niveau d'un voile.

Pour cela, les zones de ferraillage sont comme suit :

Zone 1 : pour les étages RDC, 1 et 2

Zone 2 : pour les étages 3-6

Zone 3 : pour les étages 7-9

**VII-2) Superposition des sollicitations dans les refends :**

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$\text{Selon le RPA99-modifié2003 : } \begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$$

**VII-3) Rappel des étapes de calcul du ferraillage :**

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, se comportant de différentes manières :

$$\text{Voile élancé : } \frac{h}{l} \geq 1,5$$

$$\text{Voile court : } \frac{h}{l} < 1,5$$

**VII-4) Détermination des diagrammes des contraintes :**

Les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) et cela, en utilisant les formules classiques de la RDM :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : La section horizontale du voile (B = e.L).

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée)  $\left( V = V' = \frac{L}{2} \right)$ .

L : La longueur du voile.

**VII-5) Découpage du diagramme des contraintes :**

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_c}{3}\right)$$

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée calculée par :  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

$L_T$  : Longueur de la zone tendue :  $L_T = (L - L_c)$

$h_e$  : Hauteur entre nus des planchers.

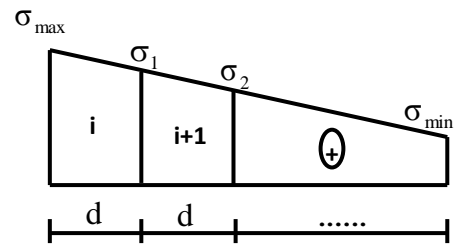
**VII-6) Détermination des efforts normaux et des sections d'acier :**

Les efforts normaux sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes.

**Section entièrement comprimée :**

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

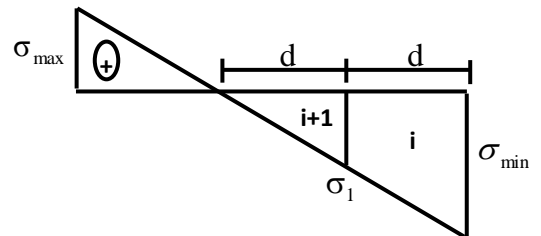
$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$



**Section partiellement comprimée :**

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

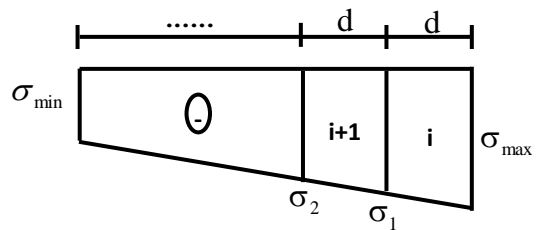
$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



**Section entièrement tendue :**

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



$A_{i+1}$  ,  $A_i$  : Sections d'armatures verticales.

$\sigma_1$  : Contrainte de traction agissant à une distance «d» de la contrainte de traction maximale.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t}$$

e : Épaisseur du voile.

$\sigma_s$  : Contrainte admissible des aciers (fissuration peu nuisible).

**VII-7) Section minimale d'armatures :****Compression simple (BAEL 91/Art 8.2.1) :**

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à  $4\text{cm}^2$  par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$\text{Ainsi que : } 0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0,5\%$$

$B_c$  : La section du béton comprimé.

**Traction simple (BAEL 91/Art 4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$B_t$  : La section horizontale du béton tendu.

**Exigence du RPA99-modifié2003/Art 7.7.41 :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit rester au moins égal à 0,20% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\min} \geq 0,20\% B_t$$

**Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont disposées en lit extérieur, et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$ , ayant une longueur de  $10\phi$ .

$$\text{D'après le BAEL91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA99 : } A_H = 0,15\% \cdot B$$

$$\text{Donc : } A_H = \max \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0,15\% \cdot B \right\}$$

$A_v$  : La section d'armatures verticales.

$B$  : étant la section totale du béton.

**Armatures transversales (RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.3) :**

Les armatures transversales qui sont généralement des épingles, sont disposées suivant le sens perpendiculaires aux formes des murs de refends et ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales.
- Empêcher le flambement des armatures horizontales sous l'action des aciers verticaux due à l'effet de la compression.
- Renforcer les parties extérieures du mur de refend.

D'après le RPA99, le nombre d'épingles qui relie les deux nappes d'armatures verticales, doit être au moins égale à 04 par mètre carré.

**Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise du bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section est calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$

$\bar{T}$  : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

$$\bar{T} = 1,4.T$$

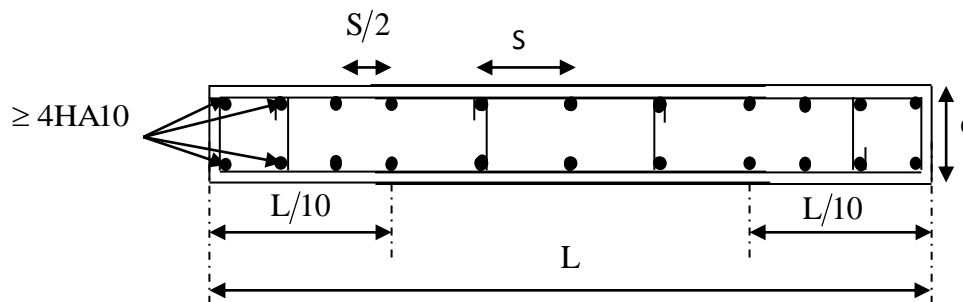
T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Les potelets :**

On doit prévoir à chaque extrémité d'un voile ou d'un trumeau, un potelet armé par des barres verticales dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10.

Les armatures transversales dans les potelets sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile.

**Dispositions constructives :**

**Figure VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.**  
(RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.1)

**Espacements (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(15.e ; 30\text{cm})$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de  $1/10$  de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

**Longueur de recouvrement (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :**

La longueur de recouvrement est égale à :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**Diamètre maximal :**

À l'exception des zones d'about, le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

**VII-8) Vérification des contraintes :****Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes

$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

**RPA 99-modifié2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,20.f_{c28}$$

**(BAEL 91) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_b = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} . f_{c28} ; 4 \text{MPa} \right\}$$

b : Épaisseur du linteau ou du voile.

d = 0,9.h : Hauteur utile.

h : Hauteur total de la section brute.

**Exemple de calcul :**

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile transversale VT1 au niveau de la zone I.

**Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3\text{m} \quad ; \quad e = 0,20\text{m}$$

$$I_x = 0,45\text{m}^4 \quad ; \quad V = V' = 1,5\text{m}$$

$$B = 0,6\text{m}^2$$

**Les contraintes :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 3190,31\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6842,72\text{KN/m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$L_c = \left( \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) \cdot L = \left( \frac{3190,31}{3190,31 + 6842,72} \right) \times 3 = 0,95\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 3 - 0,95 = 2,05\text{m}$$

$$D'où : d \leq \min\left(\frac{3}{2}, \frac{2 \times 0,95}{3}\right) = 0,63\text{m}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} d_1 = 0,63\text{m} \\ d_2 = L_t - d_1 = 1,42\text{m} \end{cases}$$

**1<sup>ère</sup> bande :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{-6842,72 \times (2,05 - 0,63)}{2,05} = -4739,83\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{6842,72 + 4739,83}{2} \times 0,63 \times 0,20 = 729,7\text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{729,7}{34,8} = 20,97\text{cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max\left(\frac{63 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 63 \times 20\right) = 6,615\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{v1} = 20,97\text{cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> bande :**

$$N_2 = \frac{4739,83}{2} \times 1,42 \times 0,20 = 673,05\text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{673,05}{34,8} = 19,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{2 \min} \geq \max \left( \frac{142 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 142 \times 20 \right) = 14,91 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{v2} = 19,34 \text{ cm}^2$

### Calcul des armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 590,48}{400 \times 10^{-1}} = 20,68 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversements.

### Sections d'armatures totales :

$$\begin{cases} A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 20,97 + \frac{20,68}{4} = 26,14 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 7\text{HA}16 / \text{nappe} = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases}$$

Avec :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 19,34 + \frac{20,68}{4} = 24,51 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 7\text{HA}16 / \text{nappe} = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases}$$

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### Calcul des armatures horizontales :

Selon le RPA :  $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{28,14 + 28,14}{4} = 14,07 \text{ cm}^2$

On prend : 7HA12 / ml / nappe  $\xrightarrow{\text{soit}}$   $A_H = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$

Avec un espacement de 15cm.

### Calcul des armatures transversales :

On prend : 4épingle de  $\phi 8 / \text{m}^2$

**VII-9) Vérification des contraintes de cisaillements :**RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 590,48 \times 10}{0,9 \times 300 \times 20} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,53 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

BAEL91 :

$$b_o = e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 3 = 2,7 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{590,48 \times 10}{20 \times 0,9 \times 300} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2480,06 \times 10^3}{200 \times 3000 + 15 \times 52,76 \times 10^2} = 3,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \begin{cases} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_S = 64 \text{ cm}$$

**N.B :** La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du reste des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien dans le sens transversal.

**VII-10) Ferrailages des voiles transversales :**

	Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3	3	3	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	B (m)		0,6	0,6	0,6	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [MPa]		3190,31	1268,37	2613,3	
	$\sigma_{\min}$ [MPa]		-6842,72	-3859,57	-3266,26	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	$V_u$ [KN]		590,48	417,15	226,88	
	$L_t$ [m]		2,05	2,26	2,56	
	$L_c$ [m]		0,95	0,74	0,44	
	d (m)		0,63	0,49	0,29	
	$\sigma_1$ [MPa]		-4739,83	-3022,76	-2896,25	
	N [KN]	N <sub>1</sub>	729,7	337,23	178,71	
		N <sub>2</sub>	673,05	535,03	657,45	
	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>v1</sub>	20,97	9,69	5,14	
		A <sub>v2</sub>	19,34	18,58	18,89	
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		20,68	16,06	8,73	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	26,14	13,7	7,32	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	24,51	22,59	26,07	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	28,14	15,84	9,04	
		Bande 2	28,14	21,54	21,54	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x7HA16	2x7HA14	2x7HA14
			Bande 2	2x7HA16	2x7HA14	2x7HA14
		S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10
Bande 2			20	20	20	
A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		13,19	9,345	9		
A <sub>H</sub> (adoptée) (cm <sup>2</sup> )		13,56	11,3	9,04		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA12	7HA12	7HA12		
S <sub>t</sub> (cm)		15	15	15		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ [MPa]	1,07	0,757	0,42	
		$\tau_b$ [MPa]	1,5	1,06	0,59	
	ELS	N <sub>s</sub> [KN]	2480,06	1855,67	840,56	
		$\sigma_{bc}$ [MPa]	3,59	2,83	1,3	

**VII-11) Ferrailage des voiles longitudinales :**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,13	2,13	2,13		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,6	0,6	0,6		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [MPa]	2938,67	2765,48	4182		
	$\sigma_{\min}$ [MPa]	-7824,07	-4738,22	-4280,76		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	$V_u$ [KN]	-360,17	263,1	131,3		
	$L_t$ [m]	1,55	1,34	1,08		
	$L_c$ [m]	0,58	0,79	1,05		
	d (m)	0,39	0,53	0,7		
	$\sigma_1$ [MPa]	-5855,43	-2864,14	-1506,19		
	N [KN]	N <sub>1</sub>	533,5	402,9	405,08	
		N <sub>2</sub>	679,23	232	57,23	
	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>v1</sub>	15,33	11,85	11,64	
		A <sub>v2</sub>	19,52	6,67	3,99	
	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]		13,87	10,13	5,05	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	18,8	14,11	12,9	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	20,99	11,03	5,25	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	21,54	15,84	15,84	
		Bande 2	21,54	15,84	15,84	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA12
			Bande 2	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA12
		S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10
Bande 2			20	20	20	
A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		11,54	6,785	5,085		
A <sub>H</sub> (adoptée) (cm <sup>2</sup> )		13,56	7,92	6,78		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA12	7HA12	7HA12		
S <sub>t</sub> (cm)		15	15	15		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
contrainte	$\tau_u$ [MPa]	0,93	0,69	0,34		
	$\tau_b$ [MPa]	1,3	0,96	0,48		
ELS	N <sub>s</sub> [KN]	-2345,59	-1809,23	-823,61		
	$\sigma_{bc}$ [MPa]	4,7	3,88	1,8		

**VIII-1) Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant un rôle de transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas d'un radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

**-Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

**-Une force horizontale :** résultante de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

**-Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

**Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles isolées ;
- ✓ Les semelles continues sous mur ;
- ✓ Les semelles continues sous poteaux ;
- ✓ Les radiers.

**Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des 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 ;

**VIII-2) Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 2m.

**VIII-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.

**VIII-4) Dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple :  $N_{ser} = 1394,49 \text{ kN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$

$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1394,49}{200}} = 2,64 \text{ m}$$

**Remarque** : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, on risque d'avoir un chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

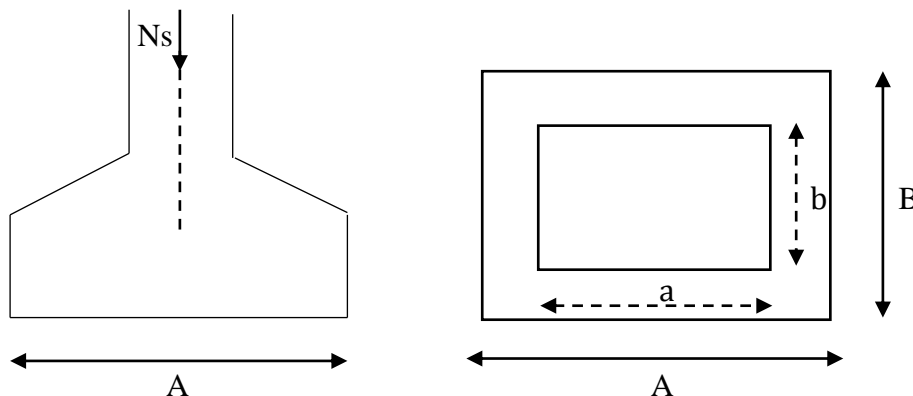


Figure VIII-1 : Semelle isolée.

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

**VIII-5) Semelles filantes :****VIII-5-1) Dimensionnement des semelles filantes sous voiles:**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$ )

**B** : Largeur de la semelle ;

**G et Q** : charge et surcharge à la base du voile ;

**L** : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	$N_{ser}$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m <sup>2</sup> )
VL1	2193,43	2	2,34	4,68
VLA	1446,39	1,7	2,06	3,50
				$S_t = 8,18$

**Tableau VIII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).**

Voile	$N_{ser}$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m <sup>2</sup> )
VT1	2360.6	3	1,98	5,94
VTA	789.12	1,96	1,42	2,78
				$S_t = 8,72$

**Tableau VIII-2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).**

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

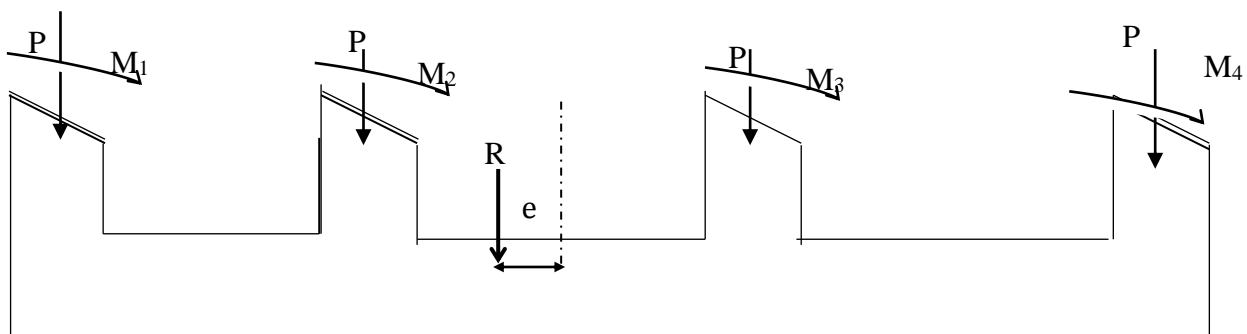
$$S_v = \sum S_i = 8,18 + 8,72 = 16,9 \text{ cm}^2$$

### **VIII-5-2) Dimensionnement des Semelles filantes sous poteaux :**

#### ❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.



**Figure VIII-2: Semelles filante sous poteaux.**

#### ❖ Etapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si :  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

Si :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

#### **Application :**

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_s$ (kN)	$e_i$ (m)	$N_s \times e_i$ (kN.m)	$M_i$
A2	796.18	-8,25	-6568,48	6,337
B5	922.03	-4,85	-4471,84	3,489
C8	943.83	-1,5	-1415,74	-6,373
D11	1325.55	1,5	1988,32	0,544
E14	1000.75	4,85	4853,63	-2,485
F17	691.47	8,25	5704,62	-4,724
	$R = \sum N_i = 5679,81$		$\sum = -90,51$	$\sum = -3,212$

**Tableau VIII-3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux**

#### **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

On a :

$$R = \sum N_i = 5679,81 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{90,51 - 3,212}{5679,81} = 0,015 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16,8}{6} = 2,8 \text{ m}$$

→ Nous avons une répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5679,81}{16,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,015}{16,8}\right) = 336,27 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5679,81}{16,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,015}{16,8}\right) = 340 \text{ kN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5679,81}{16,8} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,015}{16,8}\right) = 339 \text{ kN/ml}$$

**Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{345,16}{200} = 1,69 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 1,8 \text{ m}$$

Nous aurons donc :  $S = B \times L = 1,8 \times 16,8 = 30,24 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 30,24 \times 6 = 181,44 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 181,44 + 16,9 = 195,1 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 12,22 \times 16,8 = 205,29 \text{ m}^2$

**Avec :**

**n :** Nombre de portique dans le sens considéré

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{195,1}{205,29} = 0,95$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente plus de 50% de la surface totale

**Conclusion :**

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

**VIII-6) Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

**VIII-6-1) Pré dimensionnement du Radier :****a) Sous voile :****1) La condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm).

**2) Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,60\text{m} \leq h \leq 0,97\text{m}$$

**h** : Épaisseur du radier

**L<sub>max</sub>** : Distance entre deux voiles successifs (**L<sub>max</sub> = 4,85m**) ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 90cm**.

**b) Sous poteaux :**

**La dalle** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{485}{20} = 24,25\text{cm}$$

Soit : **h<sub>d</sub> = 50cm**

**La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{485}{10} = 48,5\text{cm}$$

Soit : **h<sub>n</sub> = 100cm**

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 100 = 40\text{cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70\text{cm} \quad \text{On prend } \mathbf{b_n = 50cm}$$

**VIII-6-2) Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

**Avec :**

**L<sub>e</sub> :** Longueur élastique ;

**K :** Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40MPa** pour un sol moyen.

**I :** L'inertie de la section du radier (pour une bande de **1m**) égal à **I =  $\frac{bh^3}{12}$**

**E :** Module de déformation longitudinal différé **E= 3700 ·  $\sqrt[3]{f_{c28}}$  = 10818,86MPa**

**L<sub>max</sub> :** Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,85\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1m$$

**h = 120cm**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 120 = 48cm \leq b_n \leq 0,7 \times 120 = 84cm \quad \text{On prend } b_n = 60cm$$

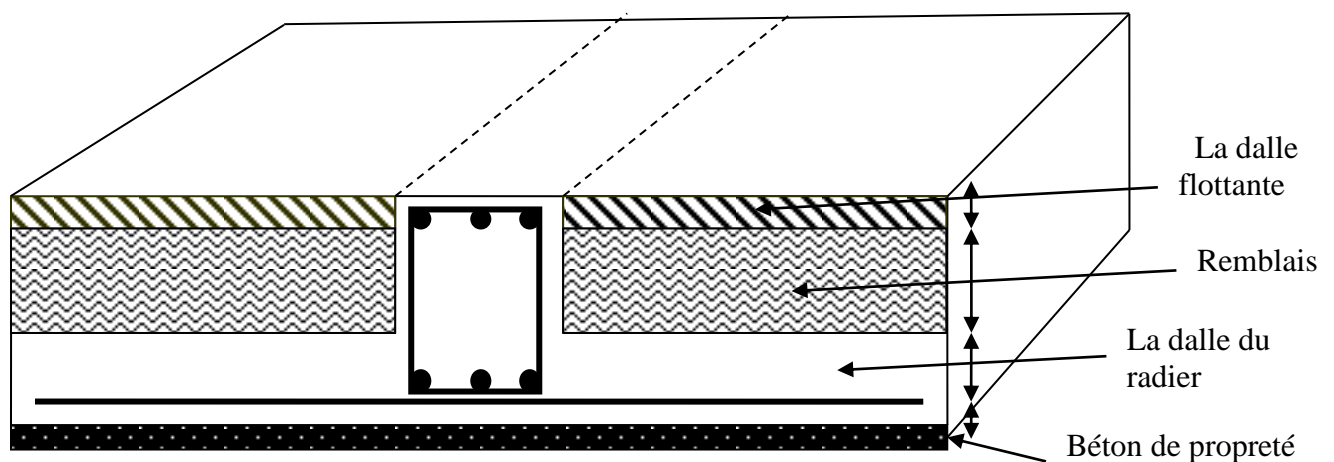
**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

**h<sub>n</sub> = 120cm** .....Hauteur de la nervure.

**h<sub>d</sub> = 50cm**.....Hauteur de la dalle.

**b<sub>n</sub> = 60 cm**.....Largeur de la nervure.



**Figure VIII-3 : La coupe verticale d'un radier générale**

**VIII-6-3) Détermination des sollicitations de calcul :****Poids de la structure :**Charges permanentes  $G = 19165,85 \text{ KN}$  d'après ETABSCharges d'exploitation  $Q = 3370,52 \text{ KN}$ **Combinaisons d'actions :****À l'ELU:**  $N_u = 1,35 G + 1,5Q$ 

$$N_u = 1,35 \times 19165,85 + 1,5 \times 3370,52 = 30929,67 \text{ KN}$$

**À l'ELS:**  $N_s = G + Q$ 

$$N_s = 19165,85 + 3370,52 = 22536,37 \text{ KN}$$

**VIII-6-4) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{30929,67}{1,33 \times 200} = 116,27 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{22536,37}{200} = 112,68 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 205,29 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = \max(116,27; 112,68) \text{ m}^2 = 116,27 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Nous remarquons 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 du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

Nous ajoutons au radier un débord de 60cm dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{deb}} = (16,8 \times 0,6 \times 2) + (12,22 \times 0,6 \times 2) = 34,83 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rad}} = 205,29 + 34,83 = 240,12 \text{ cm}^2$$

**VIII-6-5) Détermination des efforts à la base du radier :****1) Charges permanentes :**Poids du bâtiment  $G_{\text{bât}} = 19165,85 \text{ KN}$

**Poids du radier :**

$G_{\text{rad}}$  = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids du débord

**Poids de la dalle :**

$$p_1 = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b = 240,12 \times 0,5 \times 25 = 3001,5 \text{KN}$$

**Poids des nervures :**

$$p_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b = 0,6(1,2 - 0,5)[16,8 \times 6 \times 25 + 12,22 \times 3 \times 25]$$

$$p_2 = 1443,33 \text{KN}$$

**Poids du remblai :**

$$p_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (1,2 \times 16,8 \times 6) + (1,2 \times 12,22 \times 3) = 164,95 \text{cm}^2$$

$$p_3 = (240,12 - 164,95) \times (1,2 - 0,5) \times 17 = 894,52 \text{KN}$$

**Poids de la dalle flottante :**

$$p_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$p_4 = (240,12 - 164,95) \times 0,1 \times 25 = 187,92 \text{KN}$$

**D'où:**

$$G_{\text{rad}} = 3001,5 + 1443,33 + 894,52 + 187,92$$

$$G_{\text{rad}} = 5527,27 \text{KN}$$

**2) Surcharge d'exploitation :**

$$\text{-Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bât}} = 3370,52 \text{KN}$$

$$\text{-Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = 240,12 \times 2,5 = 600,3 \text{KN}$$

**Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 5527,27 + 19165,85 = 24693,12 \text{KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bât}} + Q_{\text{radier}} = 3307,52 + 600,3 = 3907,82 \text{KN}$$

**Combinaisons d'action :****À l'ELU :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 24693,12 + 1,5 \times 3907,82 = 39197,44 \text{KN}$$

**À l'ELS :**

$$N_s = G + Q = 24693,12 + 3907,82 = 28600,94 \text{KN}$$

**VIII-6-6) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :****Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,4\text{m} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,11\text{m}$$

**Avec :**

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2) \quad \text{Et} \quad I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{16,8 \times 12,22^3}{12} = 2554,71\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{12,22 \times 16,8^3}{12} = 4828,56\text{m}^4$$

**VIII-6-7) Vérification :****Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

**Avec :**

$$b = 100\text{cm} ; d = 0,9h = 0,9 \times 50 = 45\text{cm}$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2S_{\text{radier}}} = \frac{39197,44 \times 1 \times 4,85}{2 \times 240,12} = 395,85 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{395,85 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 400} = 1,09 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j(K=0) + T_j(K=0) \times h$$

**Avec :**

$M_j(K=0)$ : Moment sismique à la base du bâtiment

$T_j(K=0)$ : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{xi}, I_{yi}$ : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$ : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

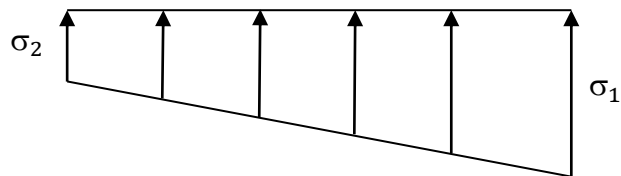
On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

**Avec :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$



**Figure VIII-4 : Diagramme des contraintes.**

**Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 19139,965 + 924,98 \times 1,2 = 20249,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 17214,574 + 840,6 \times 1,2 = 18223,29 \text{ kN.m}$$

**a) ELU :****Sens longitudinal (X-X) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{39197,44}{240,12} + \frac{20249,94}{4828,56} \times 8,4 = 198,46 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{39197,44}{240,12} - \frac{20249,94}{4828,56} \times 8,4 = 128,01 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 198,46 + 128,01}{4} = 180,84 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

—————> Condition vérifiée.

**Sens transversal (Y-Y) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{39197,44}{240,12} + \frac{18223,29}{2554,71} \times 6,11 = 206,82 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{39197,44}{240,12} - \frac{18223,29}{2554,71} \times 6,11 = 119,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 206,82 + 119,65}{4} = 185,02 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

—————> Condition vérifiée.

**b) ELS :****Sens longitudinal (X-X) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{28600,94}{240,12} + \frac{20249,94}{4828,56} \times 8,4 = 154,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{28600,94}{240,12} - \frac{20249,94}{4828,56} \times 8,4 = 83,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 154,33 + 83,88}{4} = 136,71 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

—————> Condition vérifiée.

**Sens transversal (Y-Y) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{28600,94}{240,12} + \frac{18223,29}{2554,71} \times 6,11 = 162,69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{28600,94}{240,12} - \frac{18223,29}{2554,71} \times 6,11 = 75,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 162,69 + 75,52}{4} = 140,89 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

→ Condition vérifiée.

**Remarque :**

Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'y a pas risque de renversement du radier

**Vérification au poinçonnement :** (Art A.5.2, 42 /BAEL91)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

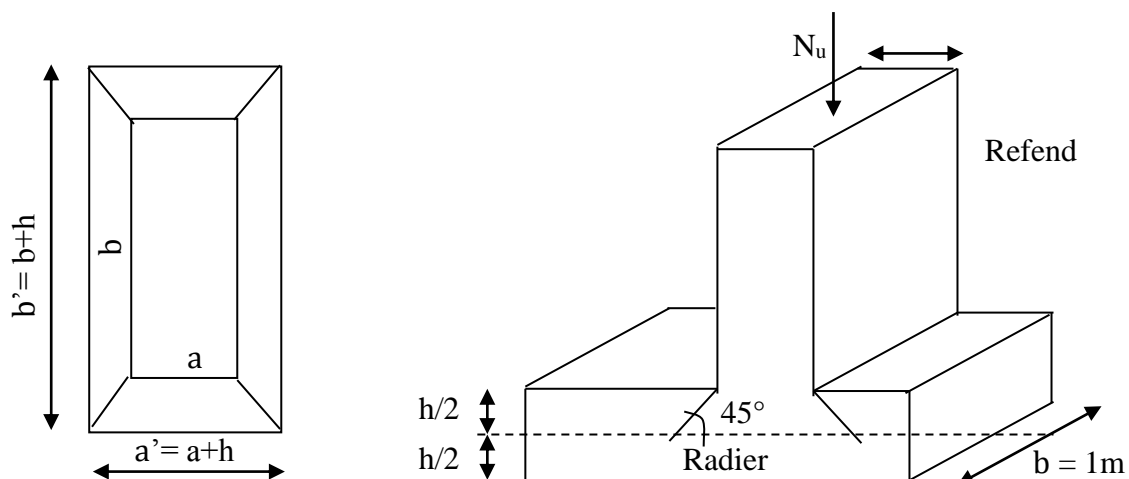
**Avec :**

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



**Figure VIII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.**

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

**Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1,2) = 3,3 \text{ m}$$

$$N_u = 1919,51 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 4,4 \times 1 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 5133,33 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**VIII-6-8) Ferrailage du radier :**

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

**VIII-6-8-a) Ferrailage de la dalle :**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés ; nous distinguons deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

**Si :**  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**

**Si :**  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{-Dans le sens de la petite portée} \quad L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{-Dans le sens de la grande portée} \quad L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

**Avec :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

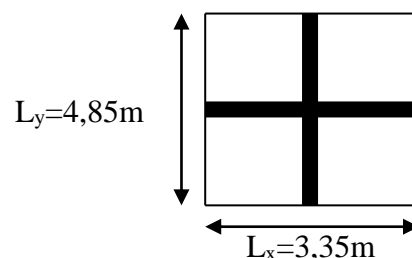
**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3,35 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,35}{4,85} = 0,69$$

$0,4 < \rho \leq 1 \longrightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte  $\sigma_m^{\max}$  la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU} \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(180,84; 185,02) = 185,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(136,71; 140,89) = 140,89 \text{ kN/m}^2$$

**L'ELU :**

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (185,02 - \frac{5527,27}{240,12}) \times 1\text{m} = 162 \text{ KN/ml}$$

**L'ELS :**

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (179,42 - \frac{5527,27}{240,12}) \times 1\text{m} = 156,4 \text{ KN/ml}$$

### **1) Calcul à L'ELU :**

$$q_u = 162 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0695 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases}$$

**Calcul des moments  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$  :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0695 \times 162 \times (3,35^2) = 126,35 \text{ kN}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,422 \times 126,35 = 53,32 \text{ kN}$$

**Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

-Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$

-Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

-Moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$

-Moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$

-Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

### **1-a) Ferrailage dans le sens x-x :**

**-Aux appuis :**

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,50 \times 126,35 = 63,17 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{63,17 \times 10^3}{100 \times 48^2 \times 14,2} = 0,019 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,9905 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{63,17 \times 10^3}{0,9905 \times 48 \times 348} = 3,81 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA12 = 9,05 cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 12,5 cm < min (3h, 33 cm) Sens de la petite portée.

**-En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 126,35 = 94,76 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94,76 \times 10^3}{100 \times 48^2 \times 14,2} = 0,028 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94,76 \times 10^3}{0,986 \times 48 \times 348} = 5,75 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA14 = 12,31 cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 12,5 cm < min (3h, 33 cm) Sens de la petite portée.

### **1-b) Ferrailage dans le sens y - y :**

**-Aux appuis :**

$$M_a = 0,5M_{oy} = 0,50 \times 53,32 = 26,66 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,66 \times 10^3}{100 \times 48^2 \times 14,2} = 0,008 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26,66 \times 10^3}{0,996 \times 48 \times 348} = 1,6 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 30 cm < min (4h, 33 cm) Sens de la grande portée.

**-En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 53,32 = 40 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40 \times 10^3}{100 \times 48^2 \times 14,2} = 0,012 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40 \times 10^3}{0,994 \times 48 \times 348} = 3,21 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 30 cm < min (4h, 33 cm) Sens de la grande portée.

**2) Calcul à LELS :**Calcul des moments  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$  :

$$q_s = 156,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,69 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0754 \\ \mu_y = 0,574 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0754 \times 156,4 \times (3,35)^2 = 132,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,574 \times 132,34 = 75,96 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments aux appuis et en travées dans les deux sens :

**Sens xx :**

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 132,34 = 66,17 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 132,34 = 99,25 \text{ kN.m}$$

**Sens yy :**

$$M_a = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 75,96 = 37,98 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 75,96 = 56,97 \text{ kN.m}$$

**2-a) Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	63,17	66,17	0,95	0,019	0,0239	0,225	CV
	Travée	94,76	99,25	0,95	0,028	0,0355	0,225	CV
Y- Y	Appuis	26,66	37,98	0,70	0,008	0,0100	0,10	CV
	Travée	40	56,97	0,70	0,012	0,0151	0,10	CV

Tableau VIII-4 : Vérification des contraintes dans le béton.

**2-b) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400 et } \rho = \frac{3,35}{4,85} = 0,69$$

**Sens x - x :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 50 \times \frac{3 - 0,69}{2} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens y - y :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{\text{ua}}^x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{\text{ua}}^y = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{\text{ut}}^x = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{\text{ut}}^y = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

### **VIII-6) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

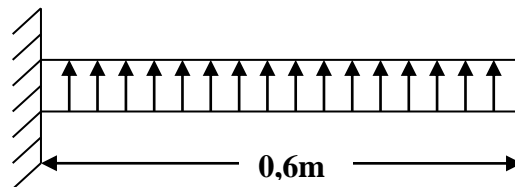


Figure VIII-6 : schéma statique de débord

#### **1) Sollicitations de calcul :**

##### **À L'ELU :**

$$q_u = 162 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{162 \times 0,6^2}{2} = -29,16 \text{ KN.m}$$

##### **À L'ELS :**

$$q_s = 156,4 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{156,4 \times 0,6^2}{2} = -28,152 \text{ KN.m}$$

#### **2) Calcul des armatures :**

##### **2-a) armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; d = 43 \text{ cm}; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,16 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29,16 \times 10^3}{0,994 \times 43 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Soit :**  $A_u = 4\text{HA}14/\text{ml} = 6,15\text{cm}^2$  **Avec :**  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### **2-b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53\text{cm}^2/\text{ml}$$

**Soit :**  $A_r = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$  **Avec :**  $S_t = 20\text{cm}$ .

### **3) Vérification à l'ELU :**

#### **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 43 \times 2,1}{400} = 5,19 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,19 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### **Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### **VIII-6-7-b) Ferrailage de la nervure :**

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

$$h = 120 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

### **Détermination des efforts et calcul des armatures:**

#### **a) Sens longitudinal (X-X) :**

$$\text{ELU: } q_u = 162\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 156,4 \text{ KN/ml}$$

## 1-ELU :

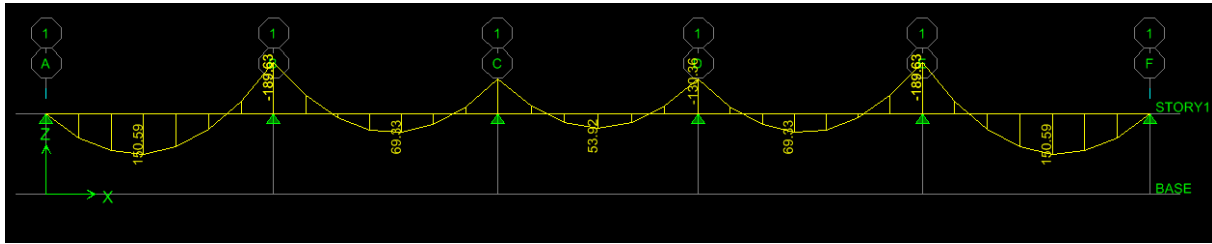


Figure VIII-8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

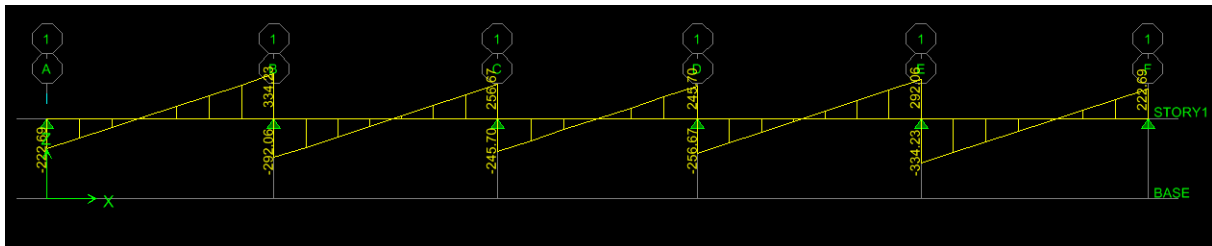


Figure VIII-9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Le ferrailage se fera avec les moments  $M_{\max}$  aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

**Calcul des armatures:**

$$M_t^{\max} = 150,59 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 189,63 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 115 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**

$$M_a = 189,63 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{189,63 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{189,63 \times 10^3}{0,992 \times 115 \times 348} = 4,77 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+4HA14= 12,32 cm<sup>2</sup>/ml.

**En travée :**

$$M_t = 150,59 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{150,59 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{150,59 \times 10^3}{0,9935 \times 115 \times 348} = 3,78 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 4HA14+4HA12= 10,67 cm<sup>2</sup>/ml.

2-ELS :

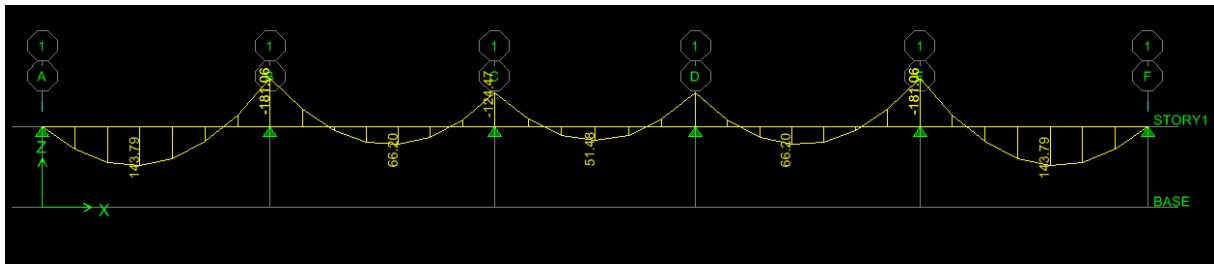


Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

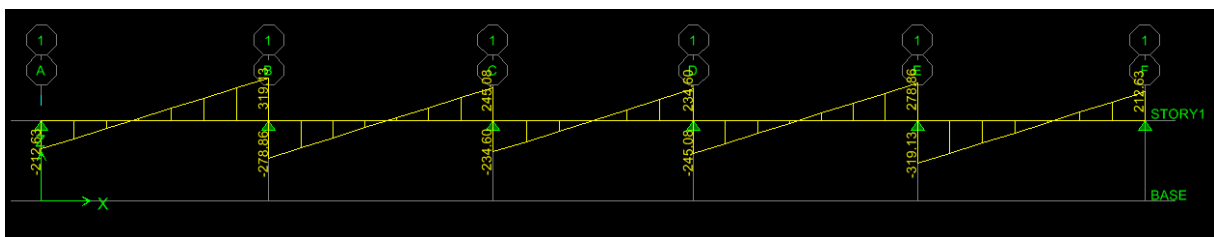


Figure VIII-12 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

**Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

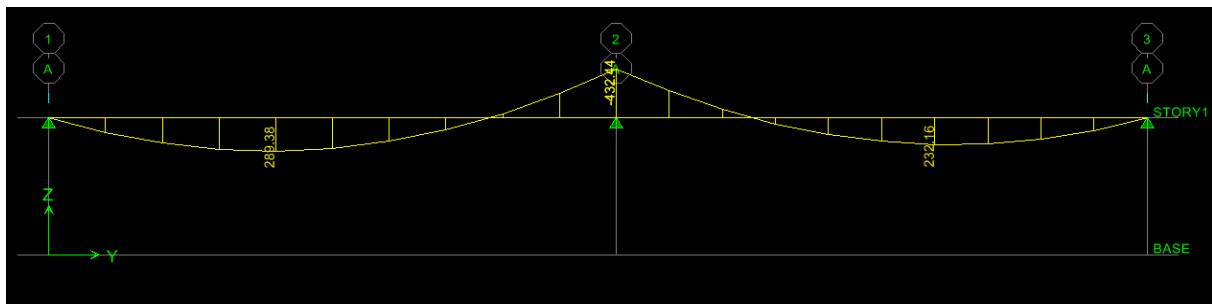
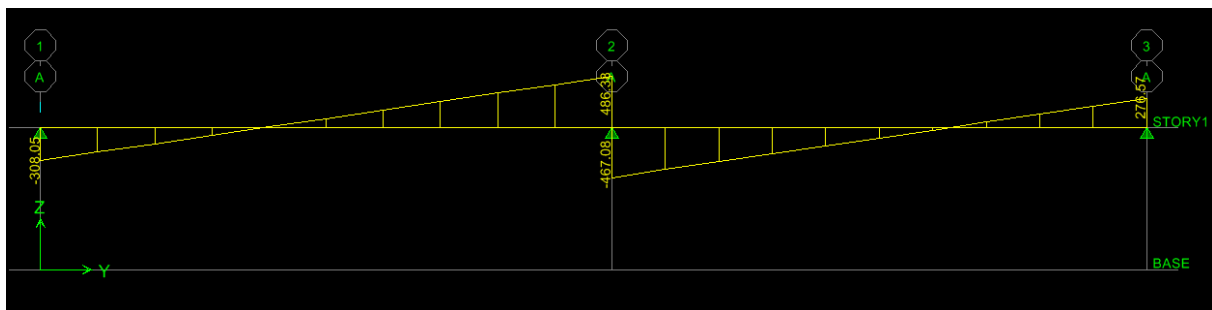
Sens	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	189,63	181,06	1,04	0,016	0,0201	0,27	Vérifiée
	Travée	150,59	143,79	1,04	0,013	0,01635	0,27	Vérifiée

Tableau VIII-5 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

**b) Sens transversale (Y-Y) :**

ELU : q<sub>u</sub> = 162 KN/m

ELS : q<sub>s</sub> = 156,4 KN/m

**1-ELU :****Figure VIII-14 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.****Figure VIII-15 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.****Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 289,38 \text{ kN.}$$

$$M_a^{\max} = 432,44 \text{ kN.m}$$

$$b = 60\text{cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 115 \text{ cm} , f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} , \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**

$$M_a = 432,44 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{432,44 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{432,44 \times 10^3}{0,981 \times 115 \times 348} = 11,01 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 4HA14+4chap14 = 12,31cm<sup>2</sup>/ml.

- **En travée :**

$$M_t = 289,38 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{289,38 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{289,38 \times 10^3}{0,987 \times 115 \times 348} = 7,32 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+4chap12 = 10,68 cm<sup>2</sup>/ml.

## 2-ELS :

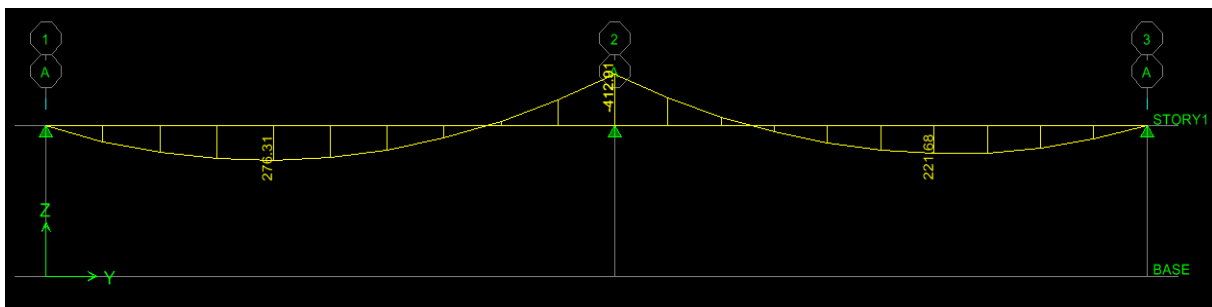


Figure VIII-17 : Diagramme des moments fléchissants à ELS.

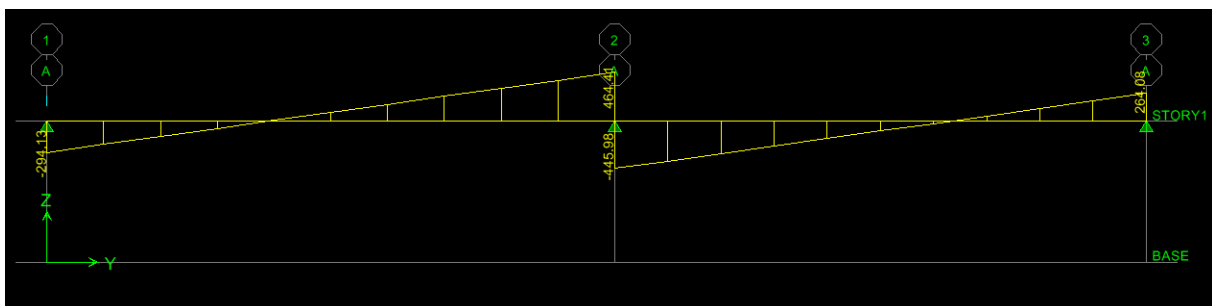


Figure VIII-18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

## Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	432,44	412,01	1,04	0,038	0,0485	0,27	Vérifiée
	Travée	289,38	276,31	1,04	0,026	0,0330	0,27	Vérifiée

Tableau VIII-6 : Vérifications à l'ELS dans le sens transversal.

### **VIII-6-8) Vérification à l'ELU :**

#### **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

#### **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{30 ; 16,8\}$$

**S<sub>t</sub> = 15 cm.**

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 60 \text{ cm.}$$

**S<sub>t</sub> = 20 cm.**

#### **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{1200}{35} ; \frac{600}{10} ; 14 \right\} = \min \{34,28 \text{ mm} ; 60 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} = 10 \text{ mm}$$

**Soit :  $\phi = 10 \text{ mm}$**

**Soit :  $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$  (2 cadre et un étrier)**

**Condition de non fragilité : (BAEL.91.art :A.4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 115 \times 2,1}{400} = 8,33 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL.91.art :A.5.1, 211):**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

**Avec :**

$$T_u^{\max} = 334,23 \text{ KN dans le sens longitudinal}$$

$$T_u^{\max} = 486,38 \text{ KN dans le sens transversal}$$

$$\text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{334,23 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0,48 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{486,38 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0,70 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VIII-6-9) Vérifications à l'ELS :**

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{189,63}{181,06} = 1,04$$

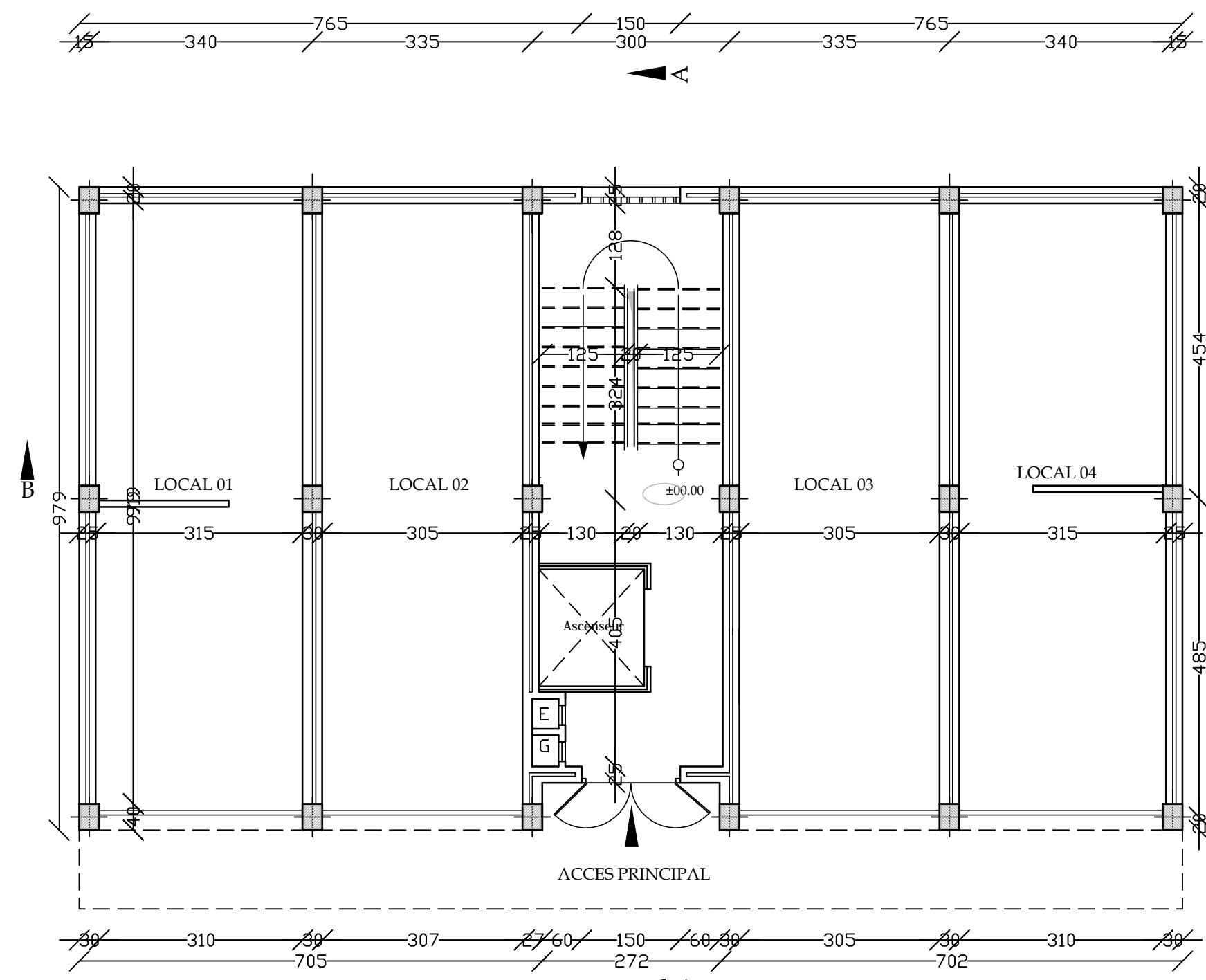
$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,27 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

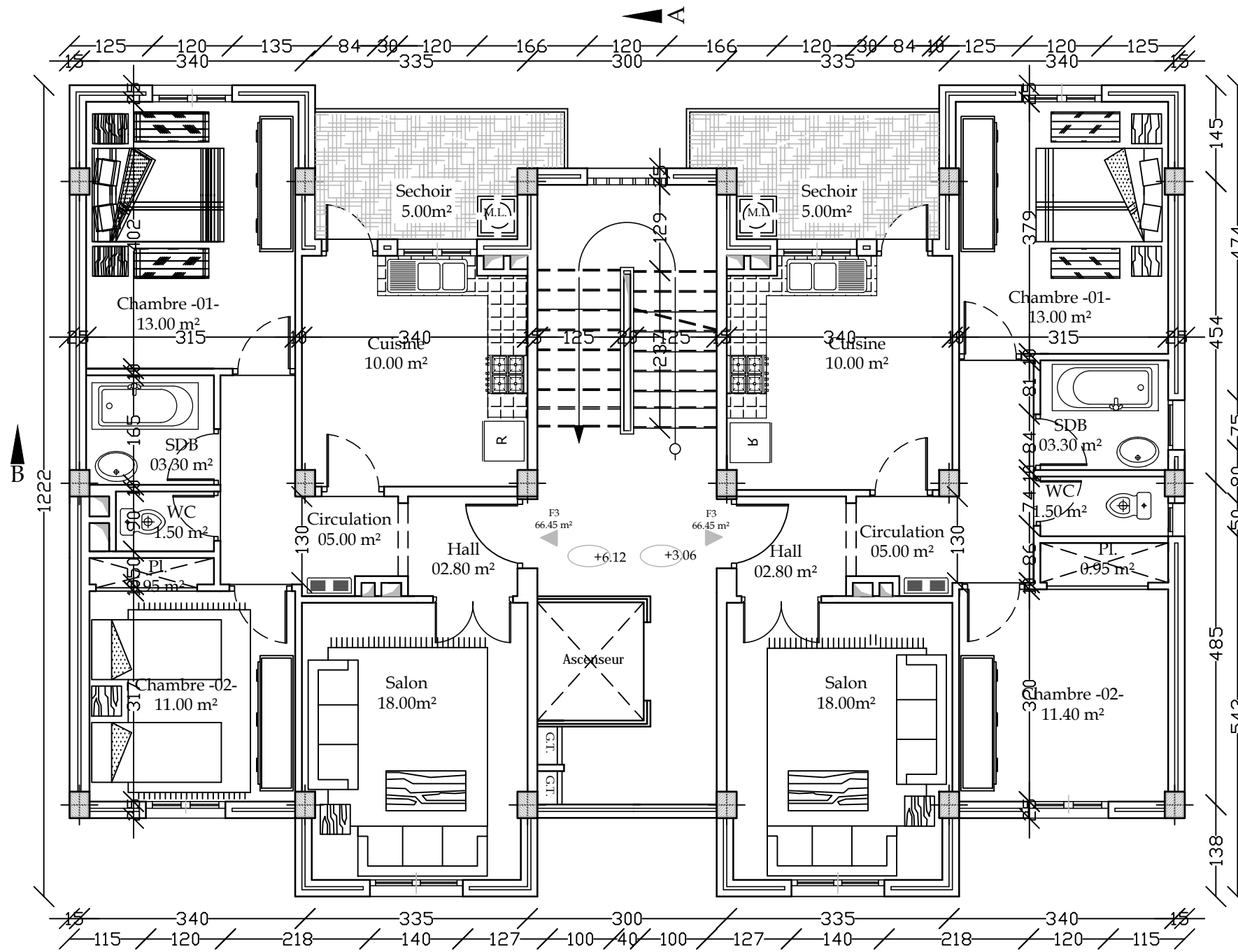
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{150,59}{143,79} = 1,04$$

$$\alpha = 0,01635 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,27 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

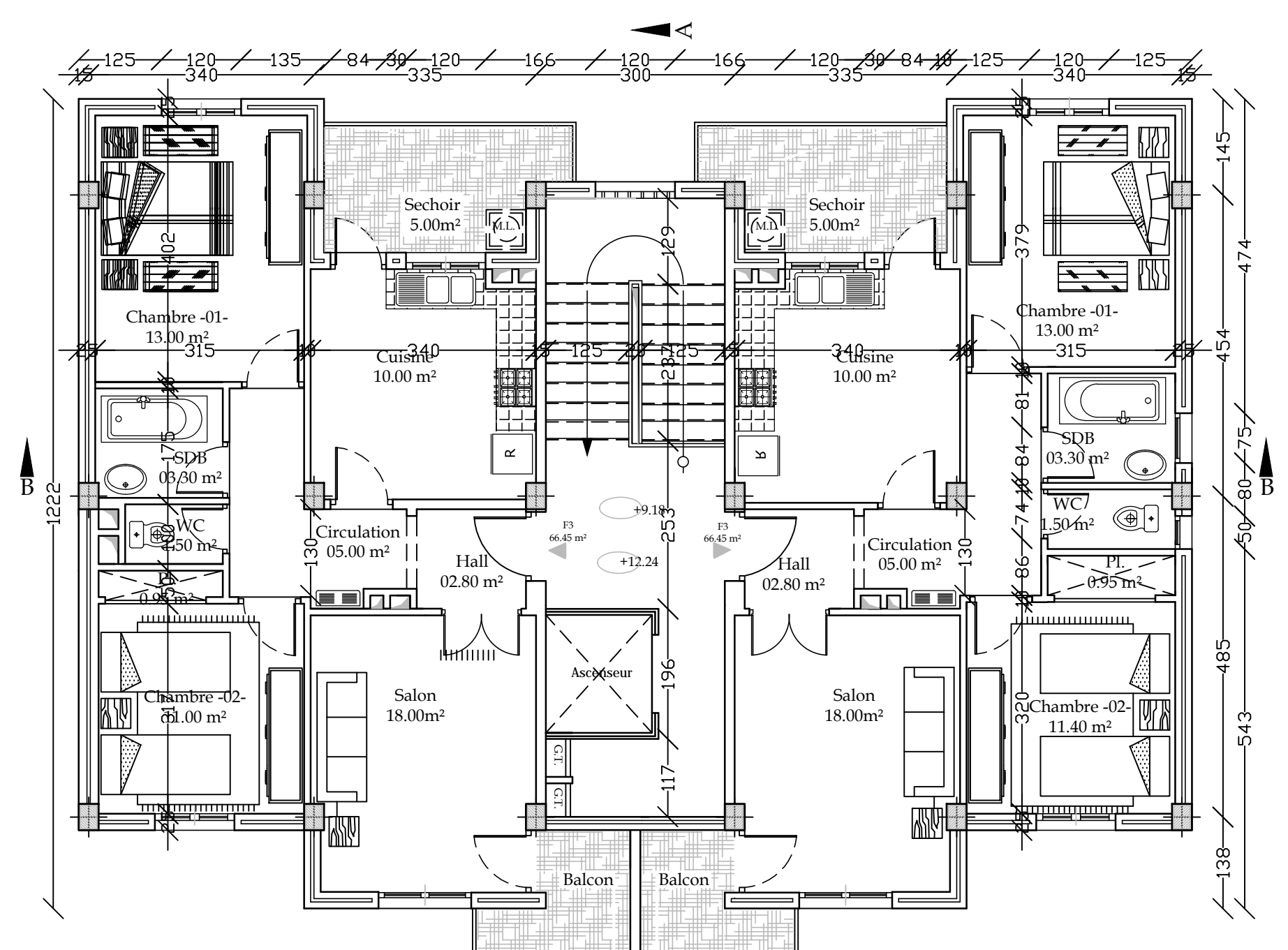
Donc il n'y a pas lieu de faire les vérifications à l'ELS.



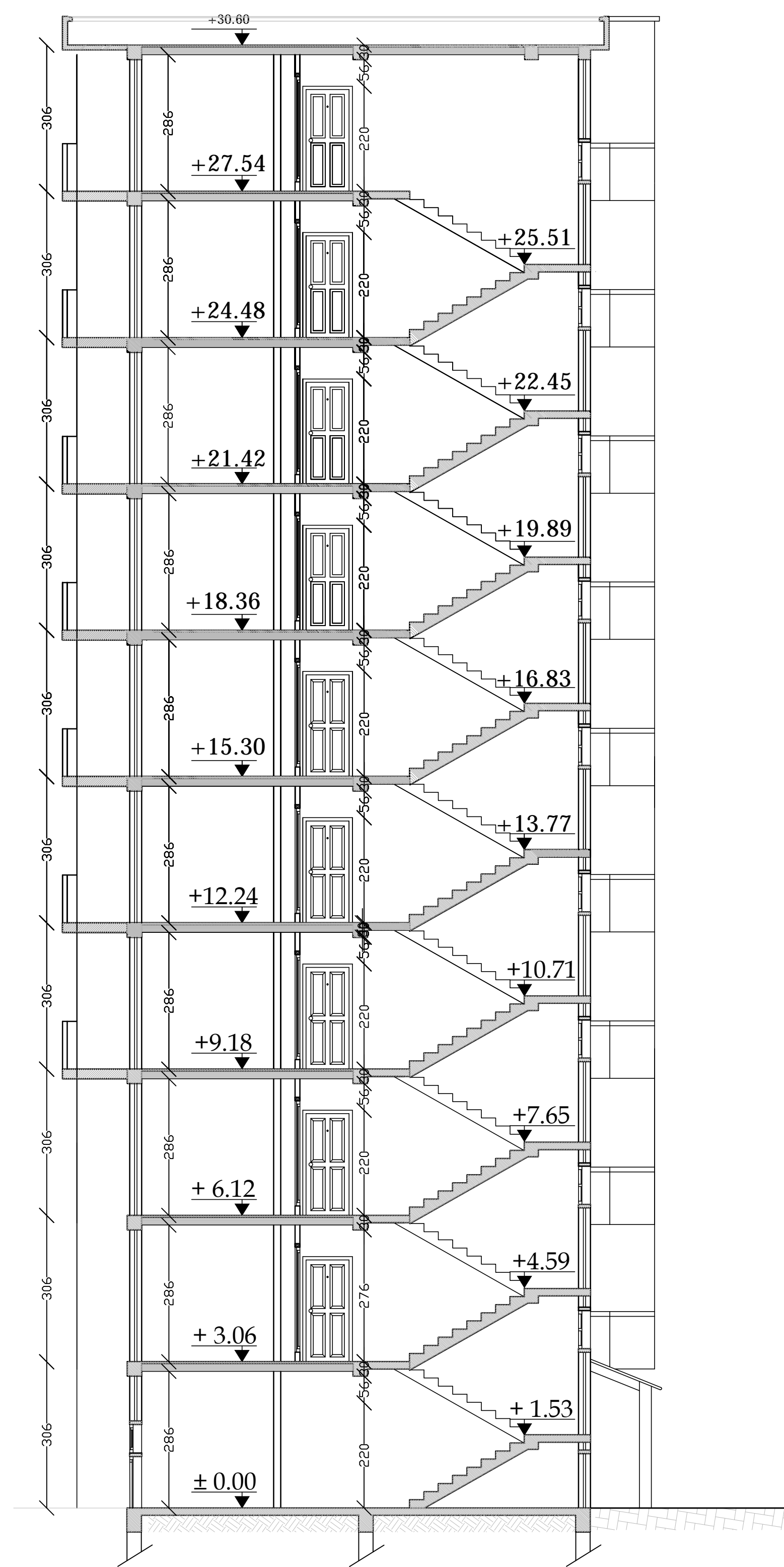
**PLAN DU REZ DE CHAUSSEE  
(COMMERCE)**



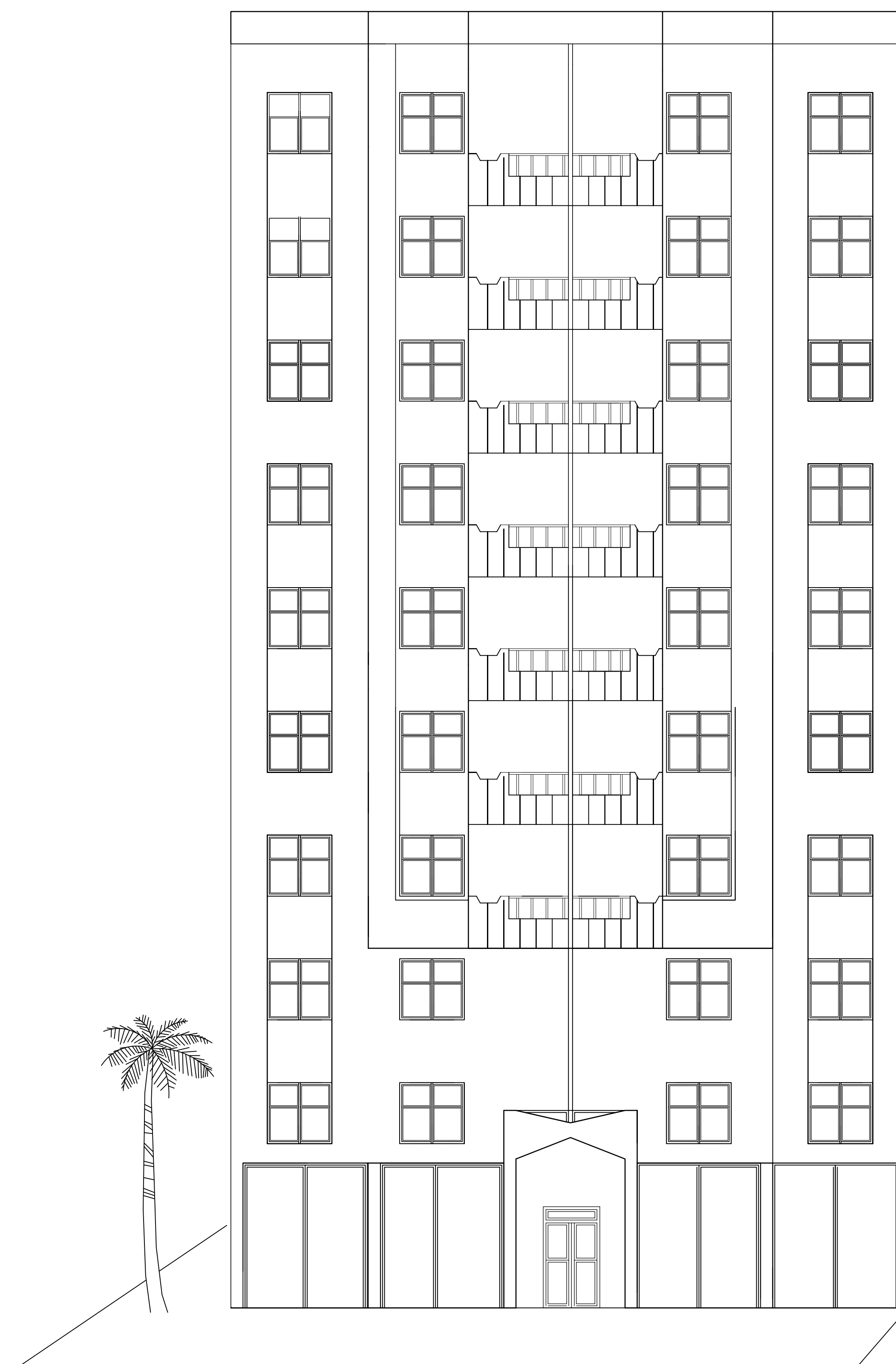
**PLAN DES NIV +3.06,+6.12**



**PLAN DES NIV +9.18 +27.54**

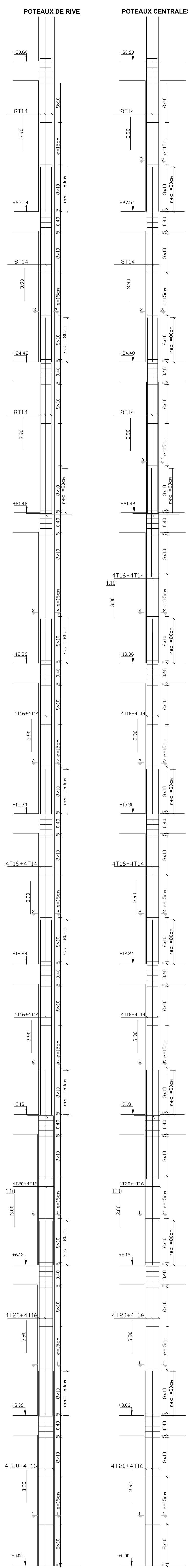


**COUPE A-A**

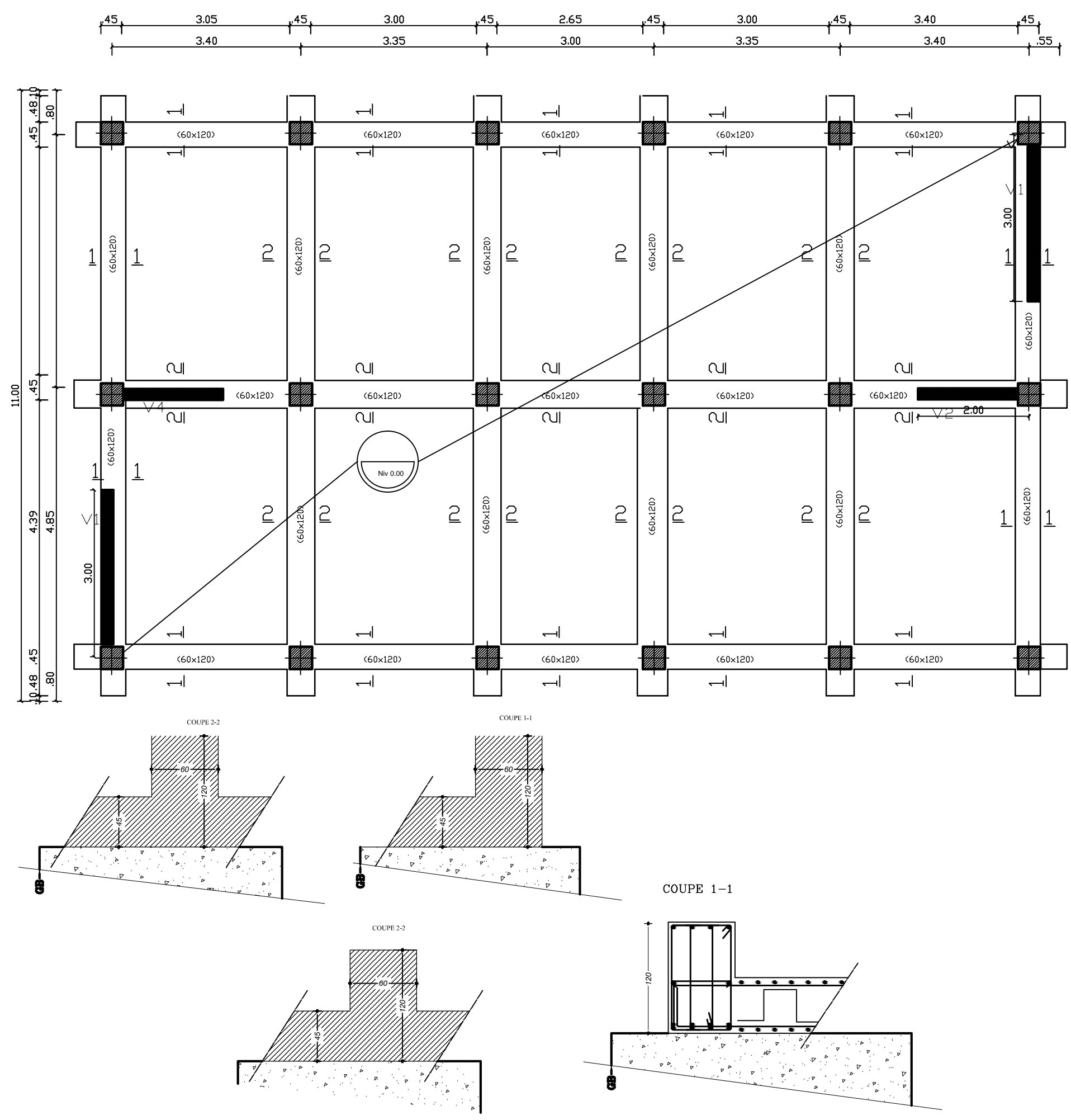


**FAÇADE PRINCIPALE**

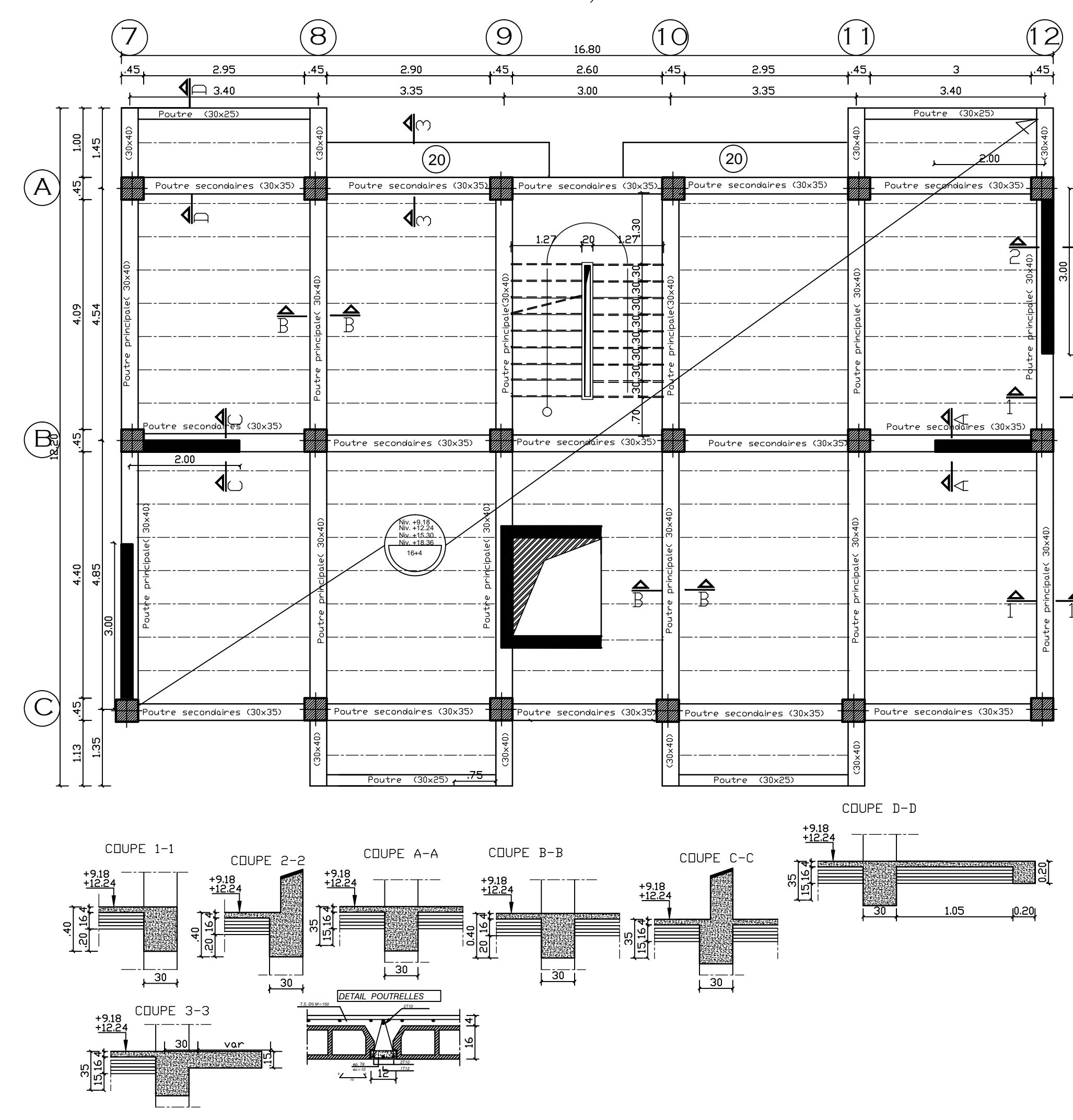
FERAILLAGE DES poteaux



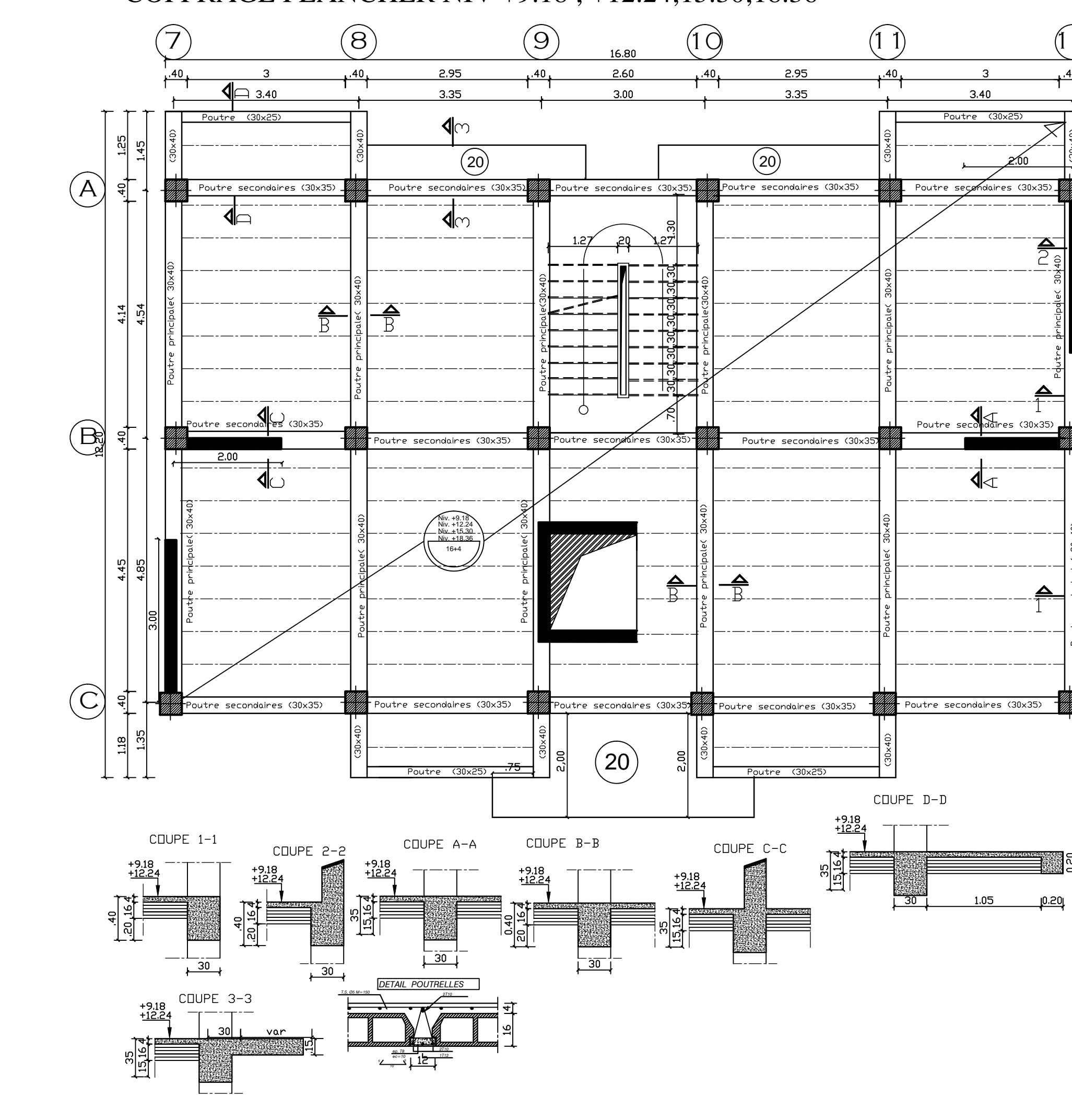
COFFRAGE FONDATIONS NIV ±0.00



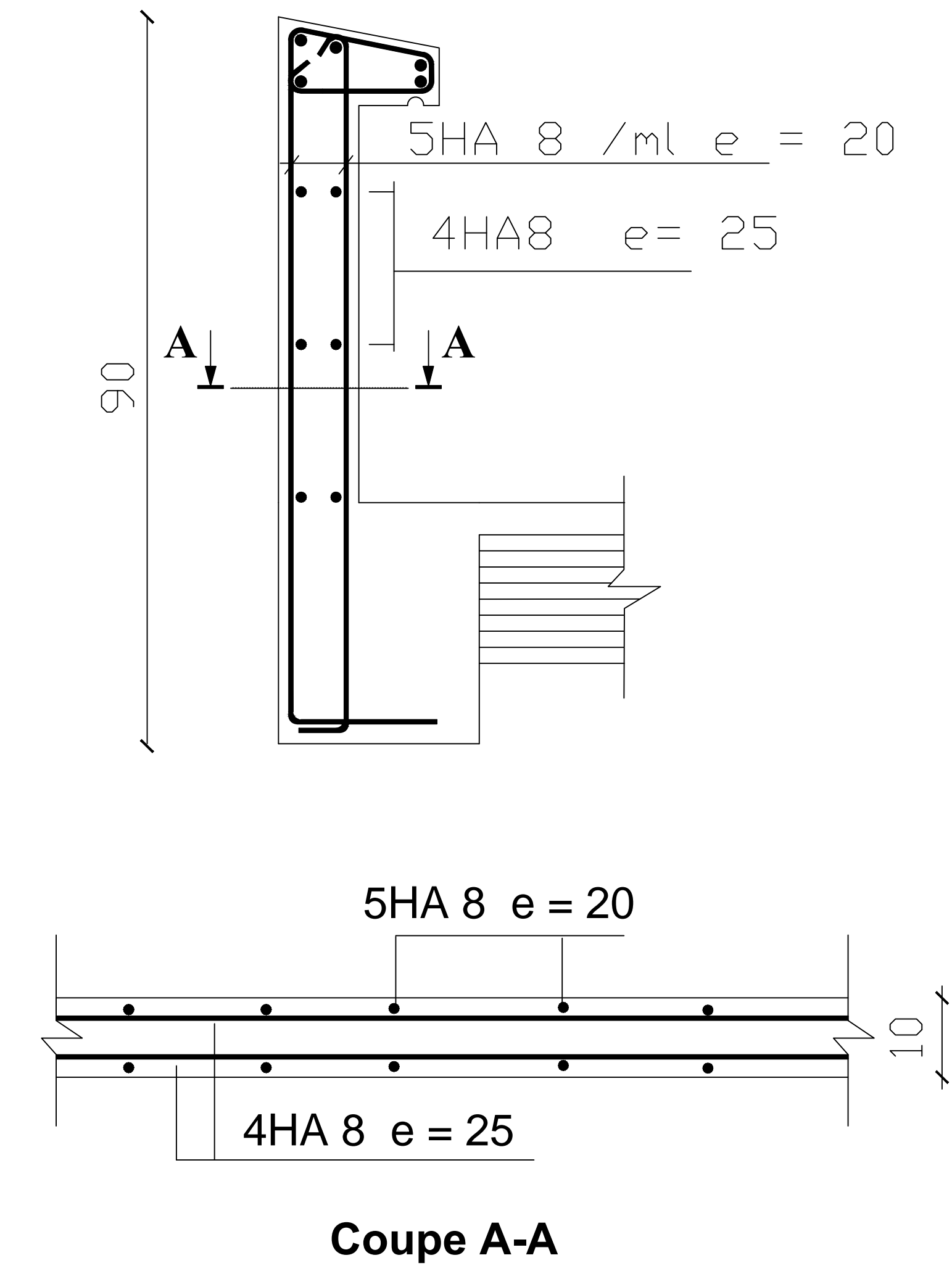
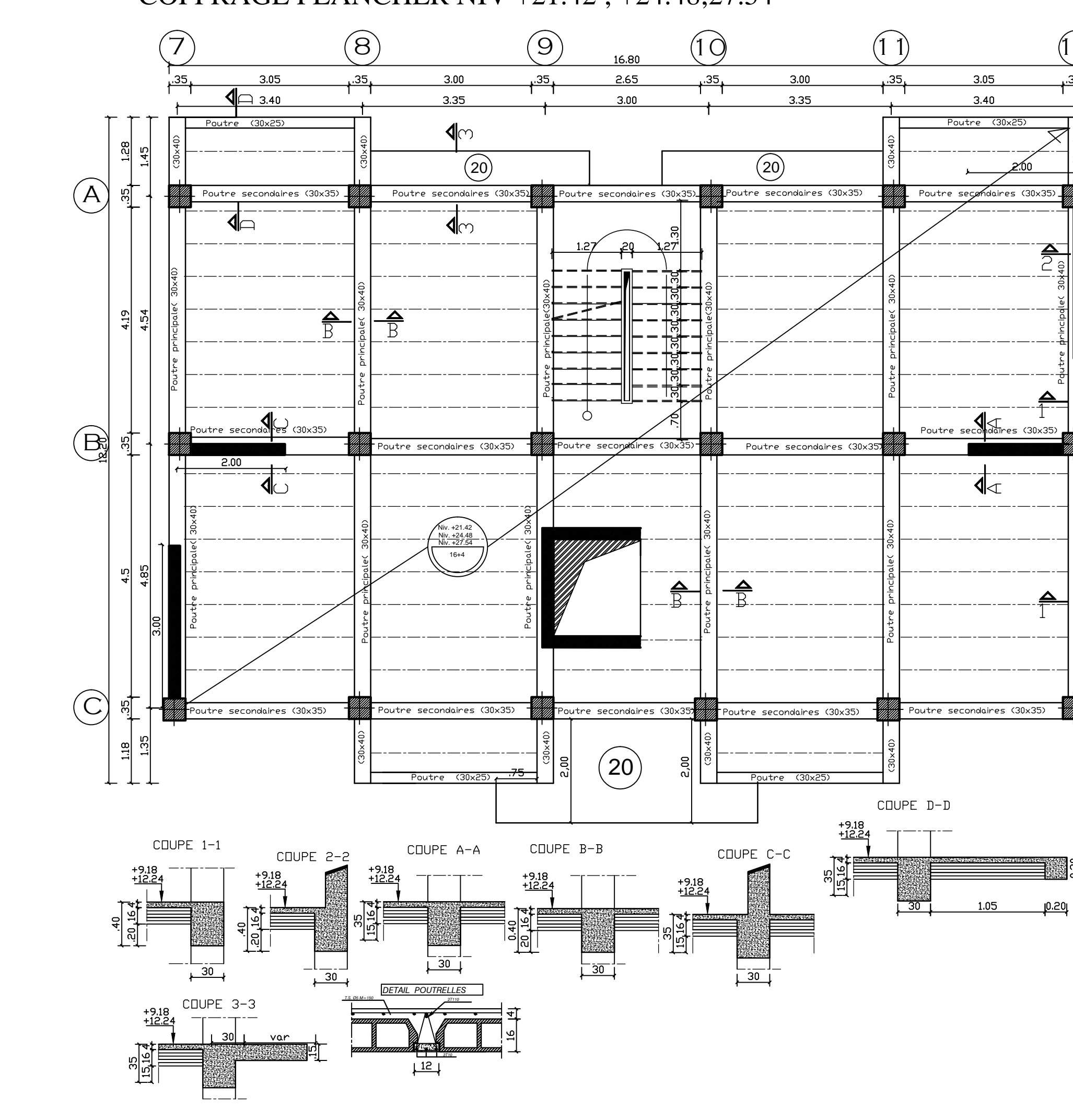
COFFRAGE PLANCHER NIV +3.06; +6.12



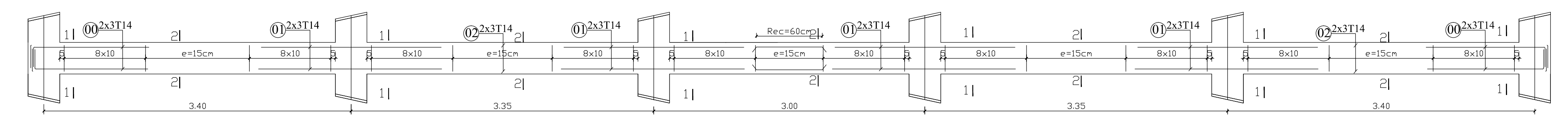
COFFRAGE PLANCHER NIV +9.18 ; +12.24; 15.30; 18.36



COFFRAGE PLANCHER NIV +21.42 ; +24.48; 27.54

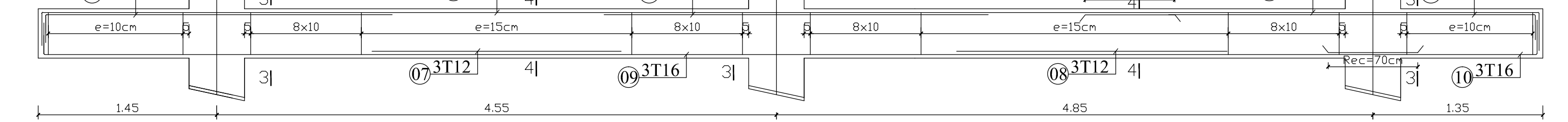


POUTRES (30x35) Axe (A,B,C) Niv (+0.00; +3.06; +6.12; +9.18; 12.24; 15.30)

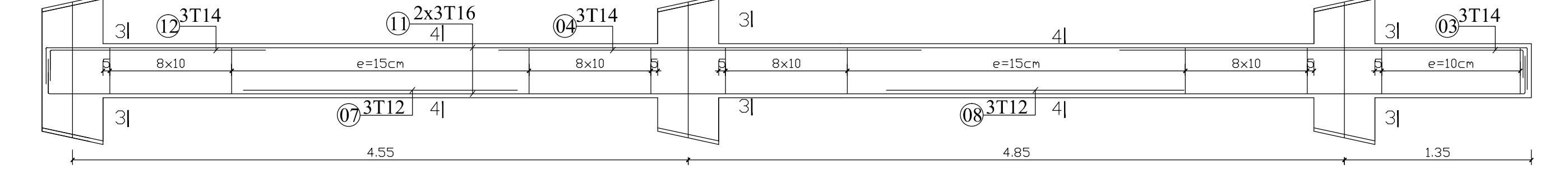


FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40) BLOC B

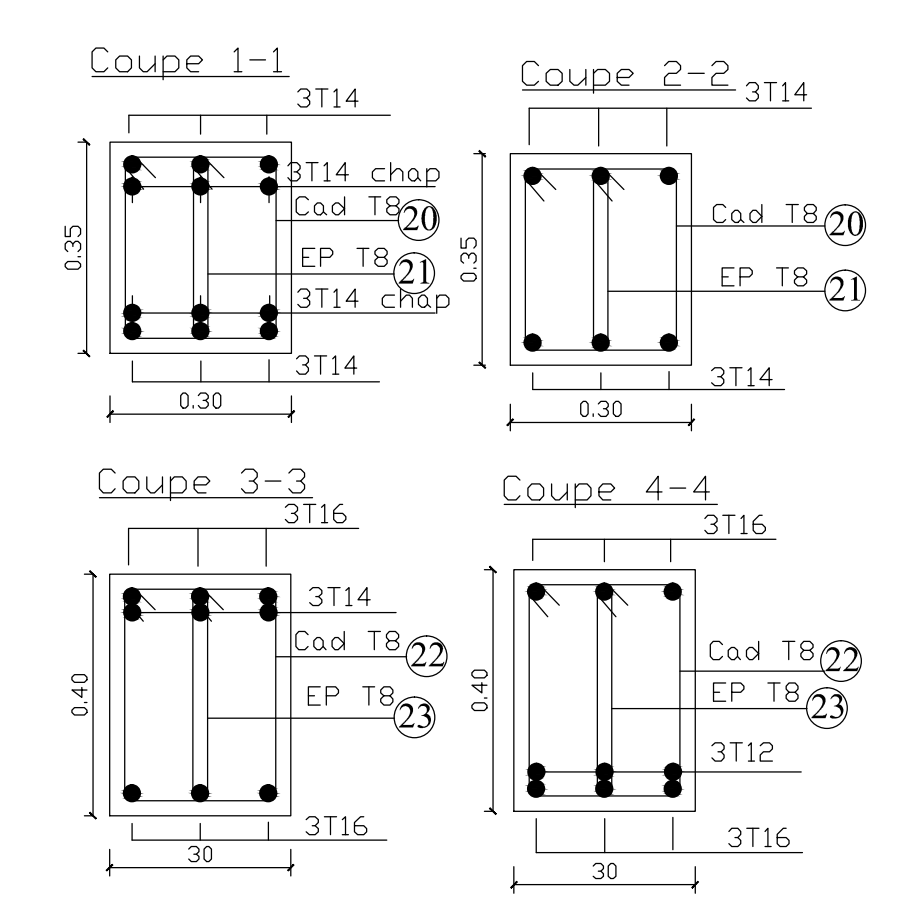
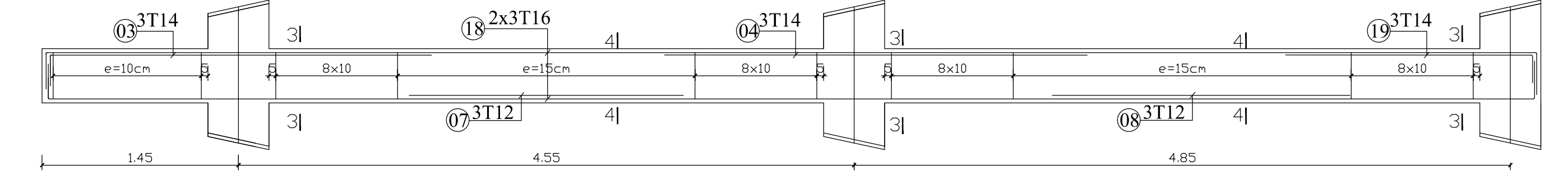
POUTRES (30x40) Axe (7,8,9,10,11,12) Niv (+0.00) et Axe (10,11) Niv (+3.06; +6.12; +9.18; 12.24)



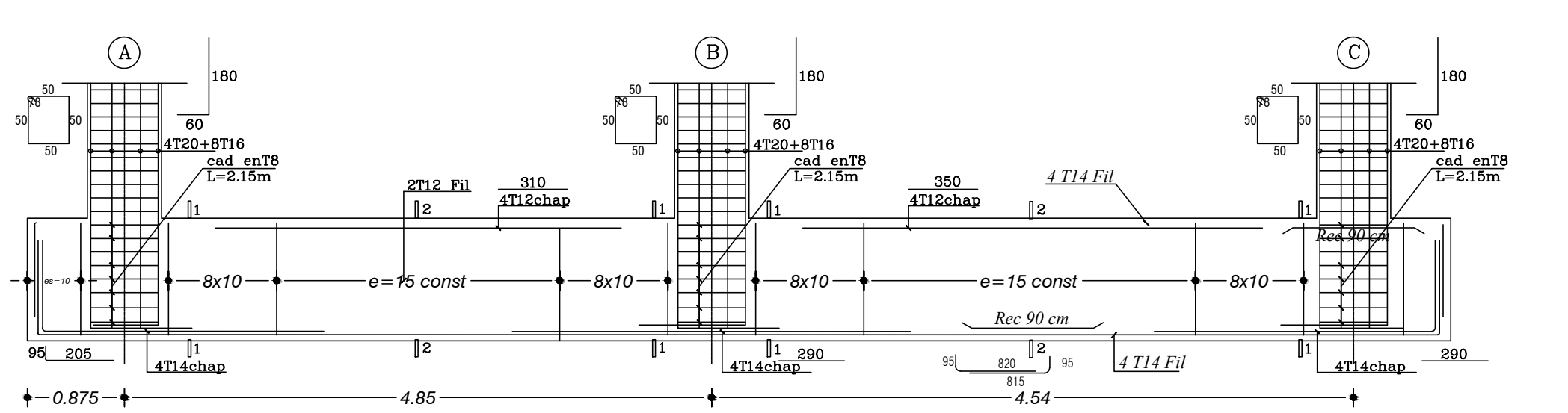
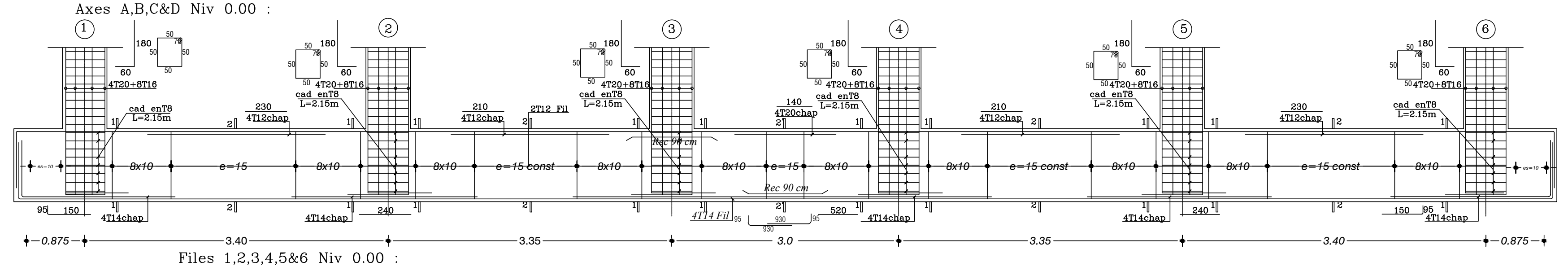
POUTRES (28x40) (9,10) Niv (+3.06; +6.12)



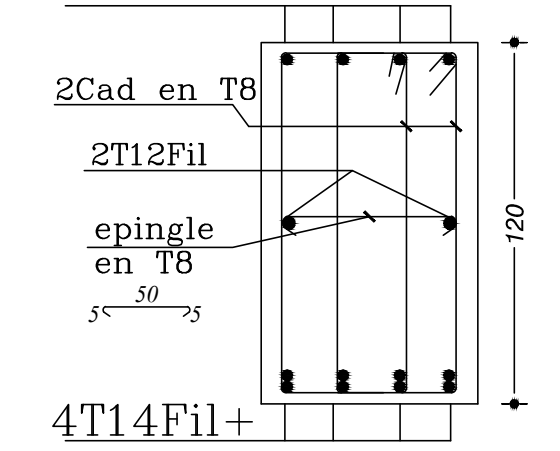
POUTRES (30x40) (7,11) Niv (+3.06; +6.12; +9.18; 12.24)



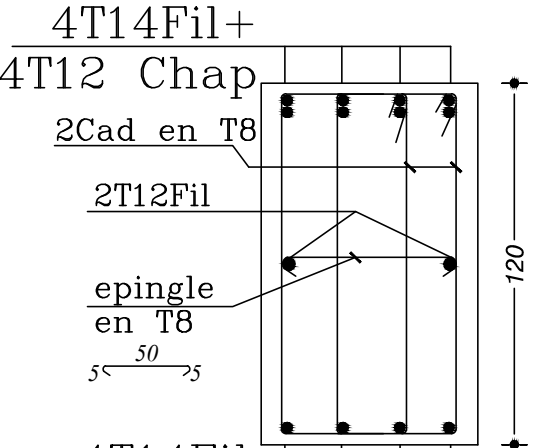
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES NERVURES



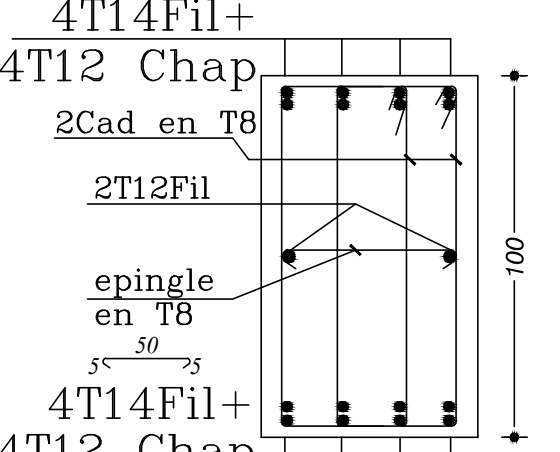
Coupe 1-1 (appuis)



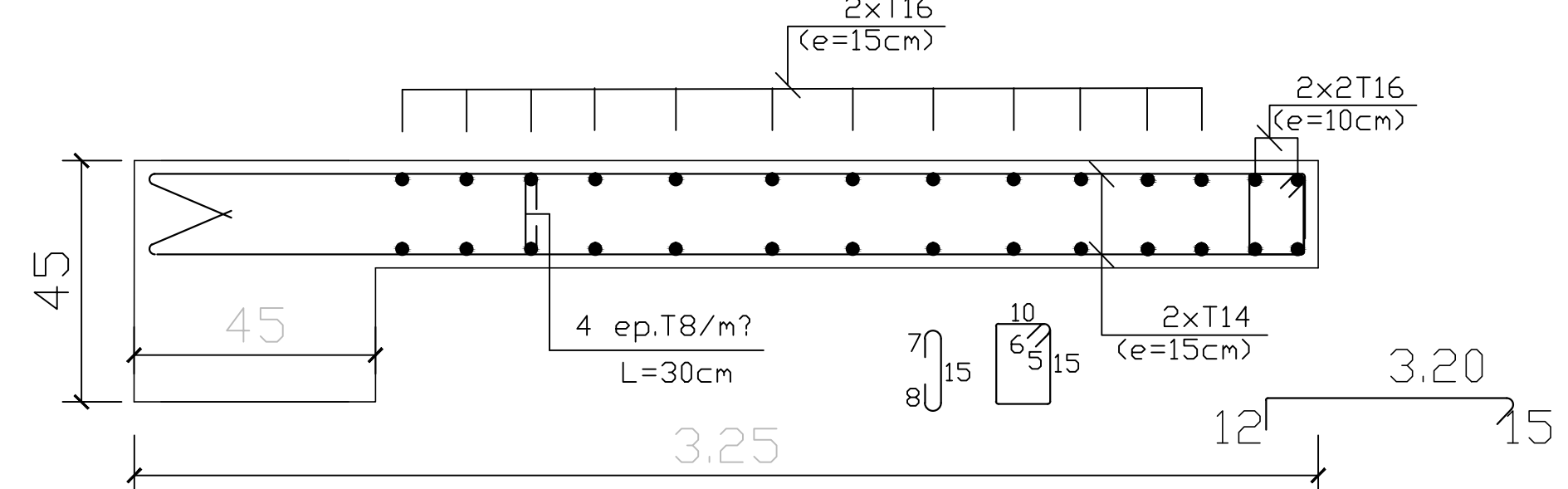
Coupe 2-2 (travée)



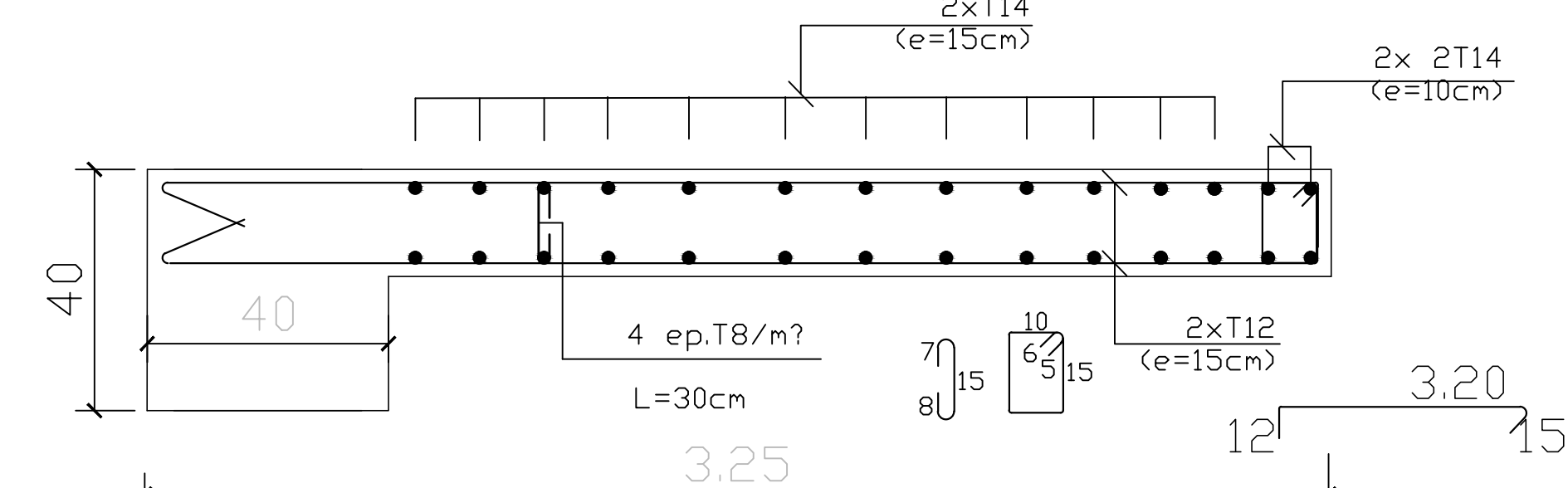
Coupe 2'-2' (travée)



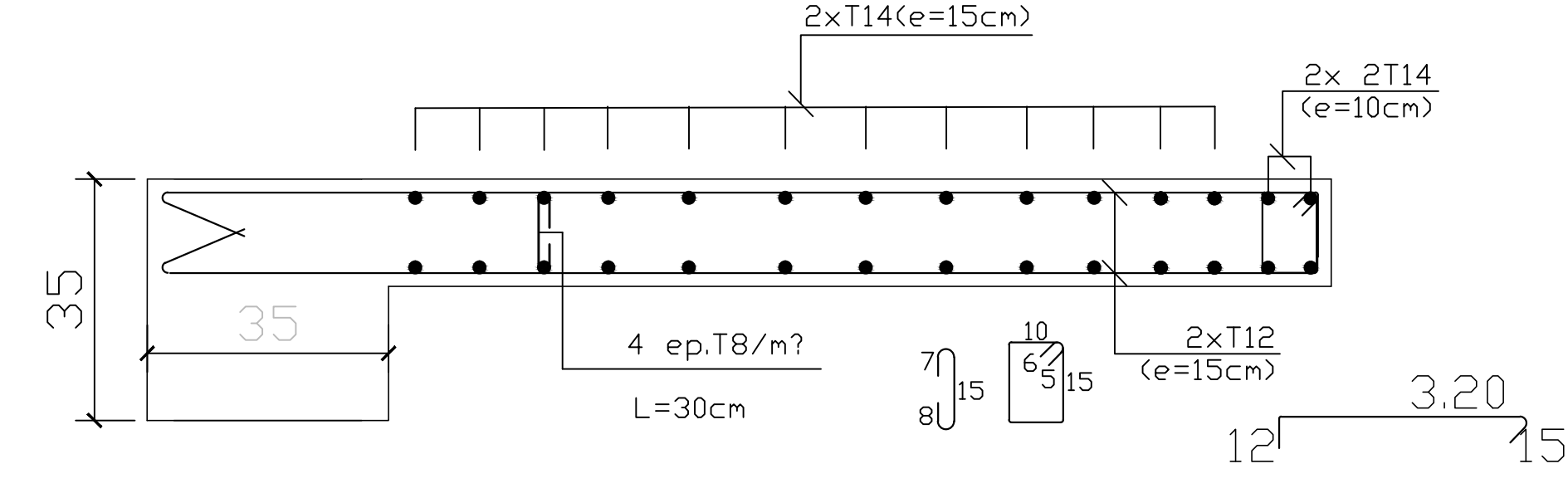
COUPE (1-1) longitudinal voile V1



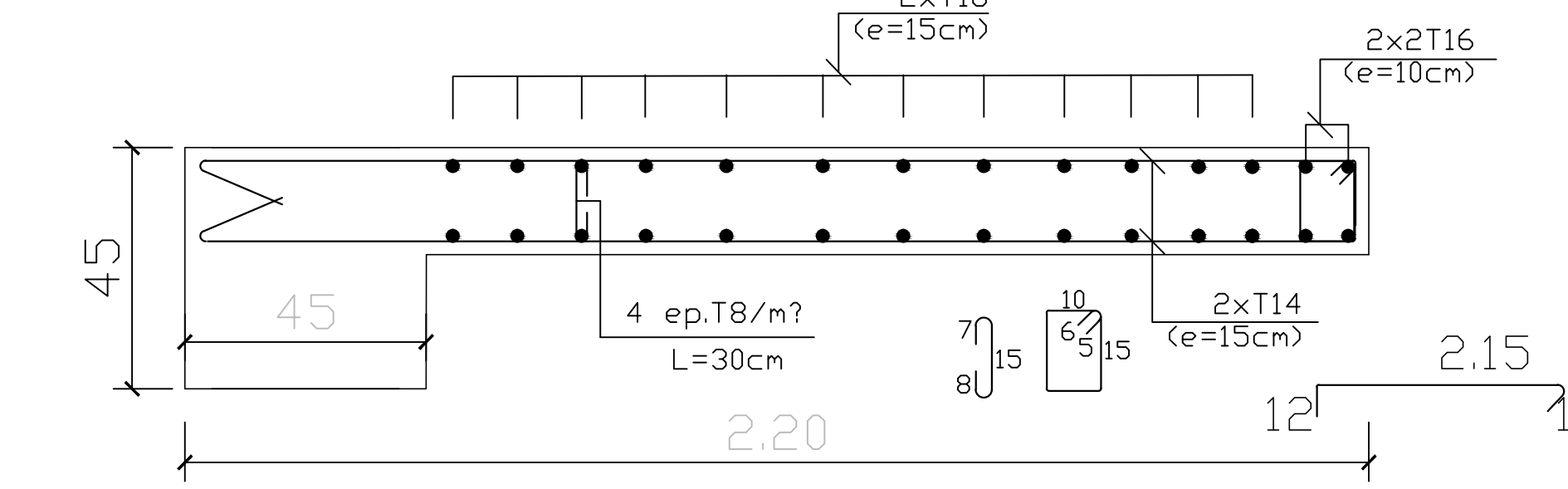
COUPE (2-2) longitudinal voile V1



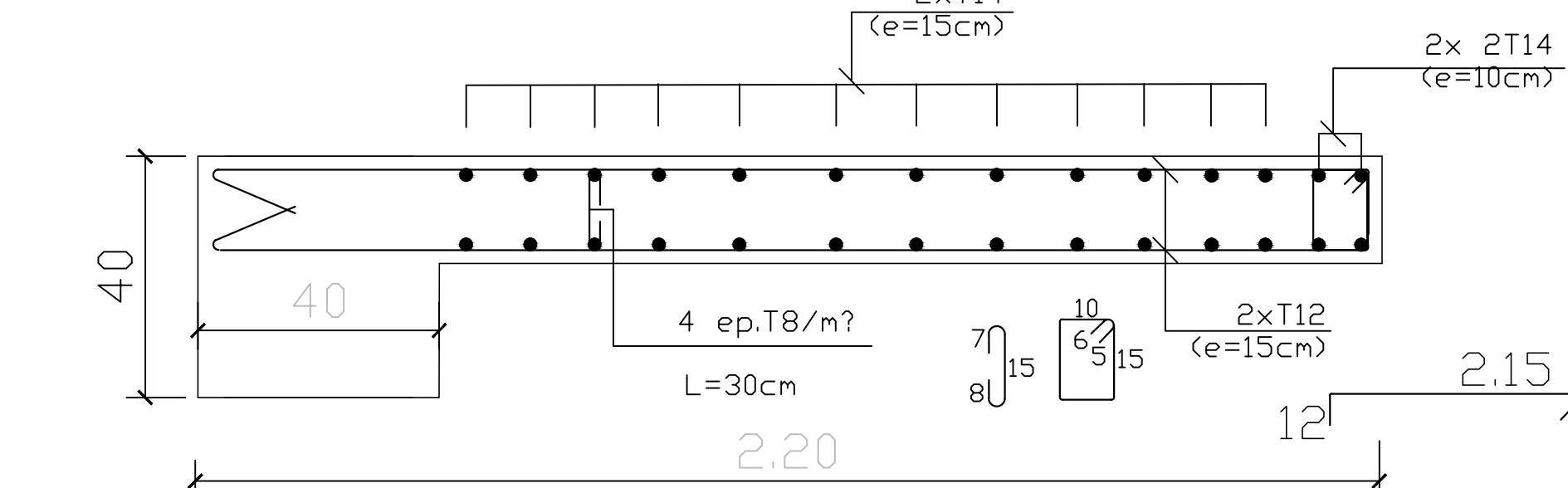
COUPE (3-3) longitudinal voile V1



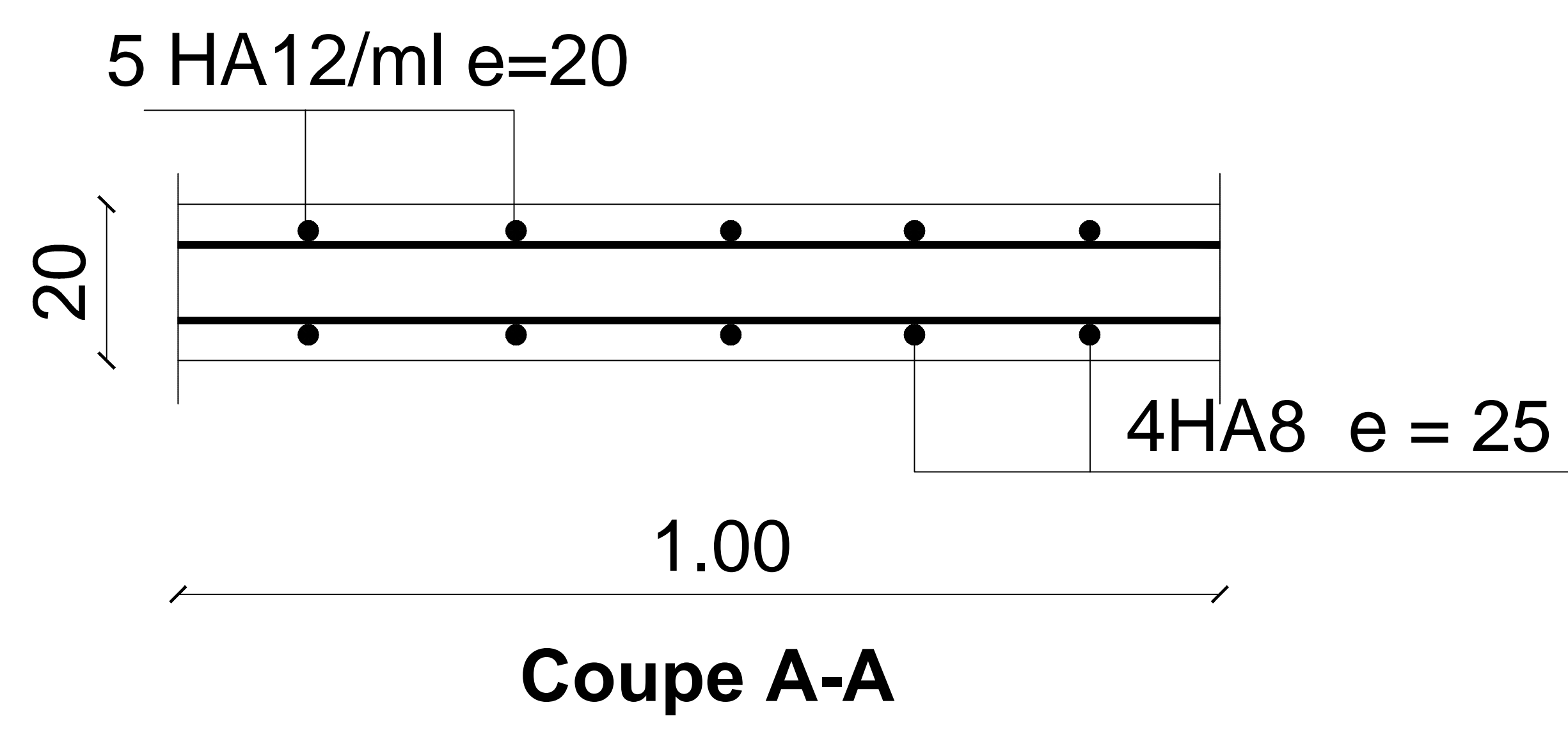
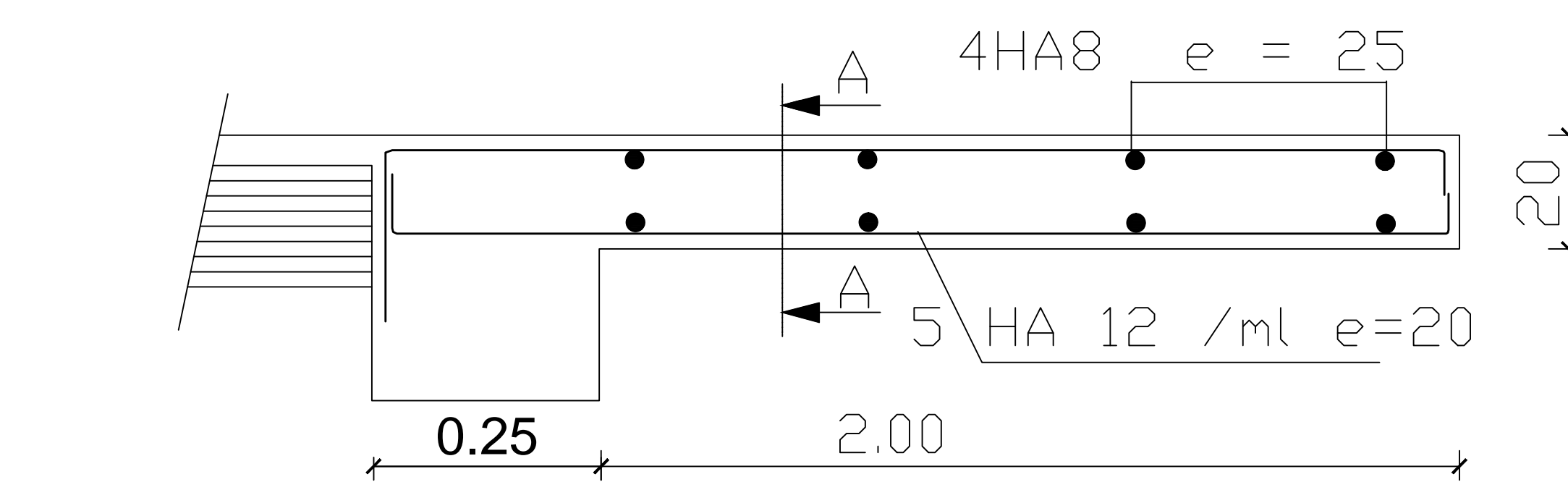
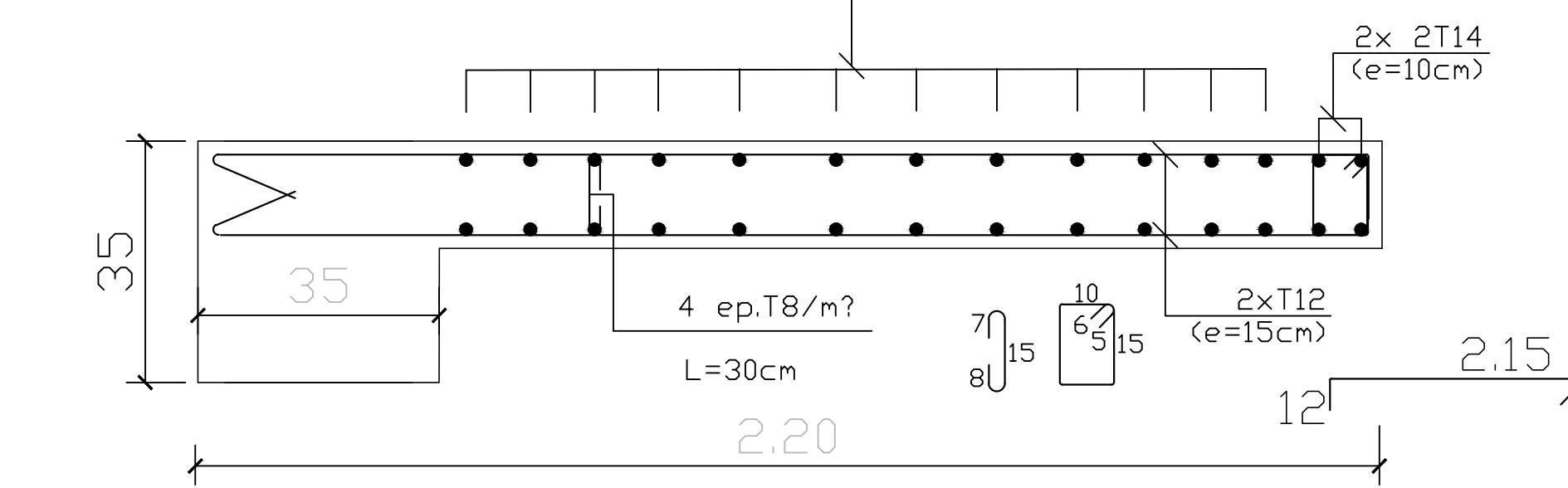
COUPE (1-1) longitudinal voile V2



COUPE (2-2) longitudinal voile V2



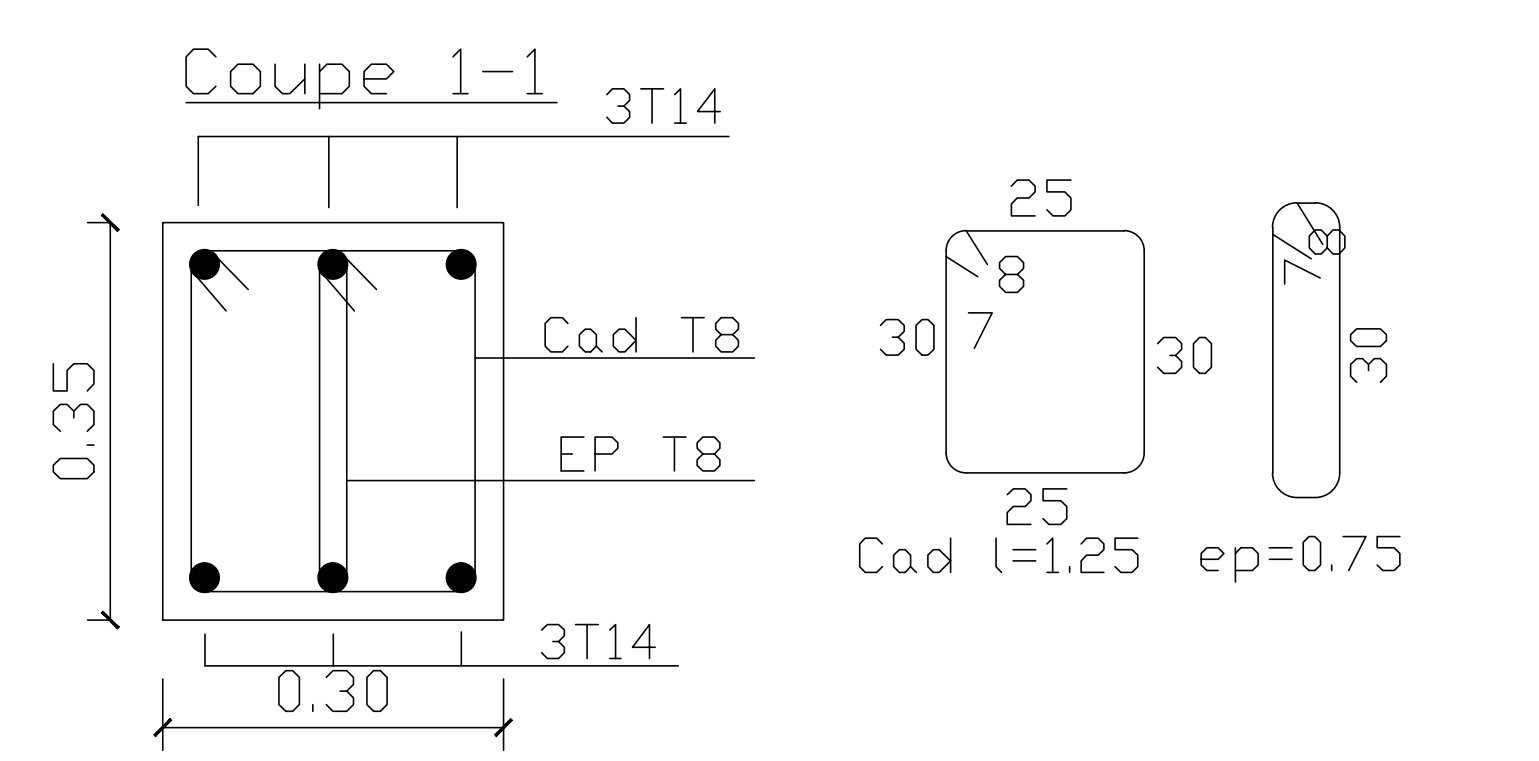
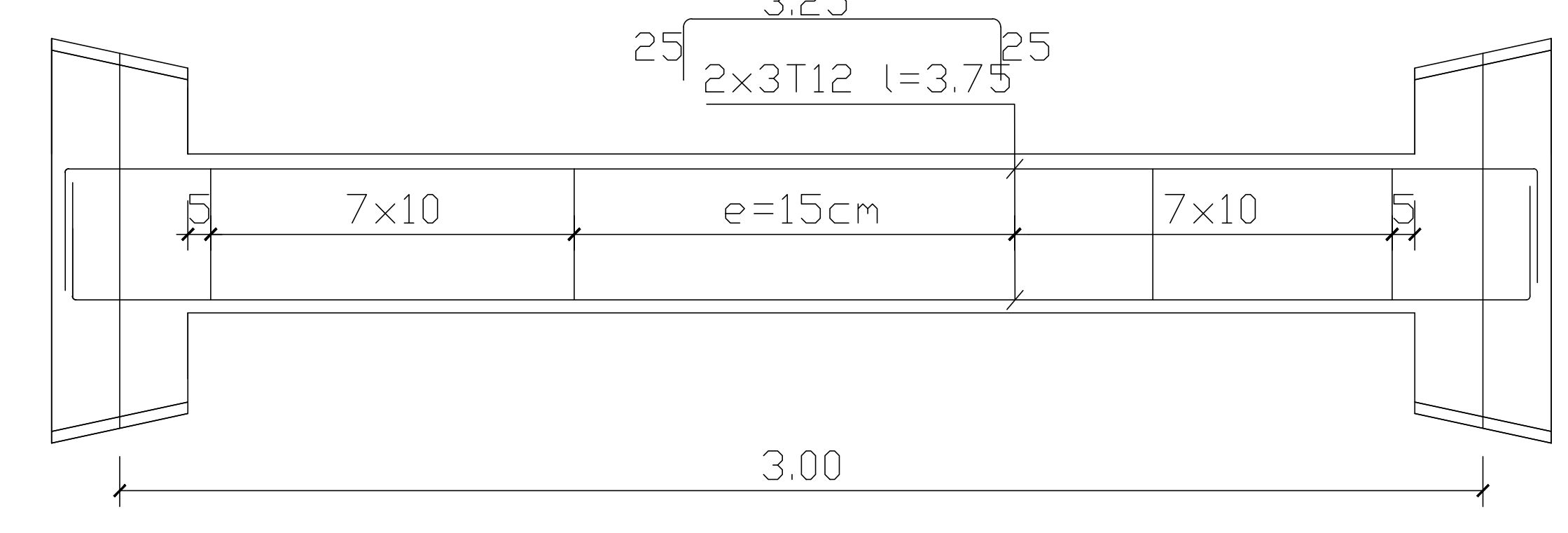
COUPE (3-3) longitudinal voile V2



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DALLE DU RADIER



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



# CONCLUSION.

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Nous avons été confronté à certaines difficultés sur les calculs de notre structure, ce qui nous a conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en la matière.

Nous espérons, par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

# BIBLIOGRAPHIE

- *Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).*
- *DTR B.C.2.2 (Charges permanents et charges d'exploitation).*
- *Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- *Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- *Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).*
- *Cours et TD (Béton et RDM).*