

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU



FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Mémoire

En vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil  
Option : Construction civil et industrielle

## Thème

*Etude d'une structure (R+5+2 sous-sols)  
à usage d'habitation et commercial  
en contreventement mixte*

Dirigé par :  
M<sup>me</sup>: SMAHI

Etudié par :  
M<sup>elle</sup>: OUDJIANE  
Sabrina

Promotion 2017

# Remerciements

*En premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.*

*En second, mes chers parents de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.*

*Je remercie encore ma promotrice*

*M<sup>me</sup> SMAHI qui est le guide et l'exemple du sérieux dans le travail.*

*Sans oublier tous les enseignants le long de mon chemin d'étude, mes amis de nous avoir aidé.*

*Mes sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger mon travail.*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents.*

*A mes frères et mes sœurs.*

*A toute la famille OUDJIANE.*

*A tous mes amis.*

*A tous mes camarades.*

# Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage .....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments .....	09
Chapitre III : Calcul des éléments .....	26
III-1 Acrotère	
III-2 Planchers	
III-3 Escaliers	
III-4 Balcons	
III-5 poutre de chainage	
III-6 poutre palière	
Chapitre IV : Etude dynamique.....	94
Chapitre V : vérification aux exigences du RPA .....	119
Chapitre VI : ferrailage de la structure .....	127
VI-1 Introduction .....	127
VI-2 Ferrailage des poutres .....	127
VI-2 Ferrailage des poteaux .....	140
VI-3 Ferrailage des voiles .....	152
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	167
Chapitre VIII : Etude du mur plaque .....	179

Conclusion générale.

Bibliographie.

# Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles qui englobe la conception, la construction et la gestion des immeubles résidentiels et commerciaux et des structures et des installations d'approvisionnement en eau.

Les ingénieures civiles ou ingénieures en génie civil s'occupent de la conception la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurent la sécurité du public, la protection de l'environnement et surtout assuré la sécurité des usagers pendant et après le séisme.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application la disposition et les règlements qui s'imposent afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considération à savoir la catégorie du site ; la hauteur et l'usage de la Construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage multiple (Commerce + habitation) en **R+5+2 SOUS SOLS**est contreventé par un système mixte(voilesPortiques).

L'étude de cette structure consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour le - quel il est conçu.

La complexité des structures dont la résolution n'est pas facile, voire même impossible avec les méthodes usuelles il est alors amené à maîtriser de nombreux programmes rapides, permettant le calcul automatique des diverses structures pour un calcul et la justification précise, il existe des logiciels tels qu'ETABS, SAP2000, ROBOT, qui permettent non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

Parmi ces logiciels on a choisi de faire la modélisation de notre structure avec le logiciel ETABS.

## **I.1) Introduction**

Toute étude du projet d'une structure en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments afin d'assurer la sécurité des usagés. Quel que soit le bâtiment en béton armé, son étude rencontre de nombreuses difficultés. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91modifié99, RPA99V2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (**béton et acier**) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

### **I.2.1) Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à l'étude et le calcul de l'élément résistant d'un bâtiment (**R+5+2Sous-Sol**) à usage d'habitation et commercial, à ossature mixte (portiques et voiles). Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, ainsi que les règlements utilisés.

### **I.2.2) Description de l'ouvrage :**

Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de TIZI OUZOU, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

#### ➤ **Ce bâtiment comporte :**

- 02 sous-sols à usage commercial
- RDC
- 05 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escaliers.

### **I.2.3) Caractéristiques géométriques :**

- |                               |                           |
|-------------------------------|---------------------------|
| ➤ Longueur totale du bâtiment | $L = 20,76 \text{ m}$     |
| ➤ Largeur totale du bâtiment  | $l = 20,60 \text{ m}$     |
| ➤ Hauteur du RDC              | $h_R = 3,06 \text{ m}$    |
| ➤ Hauteur d'étage             | $h_e = 3,06 \text{ m}$    |
| ➤ Hauteur totale du bâtiment  | $h_t = 24,48 \text{ m}$ . |

L'accès aux étages supérieurs est assuré par une cage d'escalier.

## **I.3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**

### **I.3.1) L'ossature :**

Le bâtiment est en ossature mixte (portiques-voiles) ;

- Portiques auto-stables transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et une part de charge horizontales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

### **I.3.2) Les planchers :**

Est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveaux successifs du bâtiment.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

➤ **Plancher en corps creux ;**

(Longueur des poutres ordinaires) qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (Poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

➤ **Les dalles pleines :**

Plancher en dalle pleine coulée sur place, pour les balcons.

### **I.3.3) Les escaliers :**

Le bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages, Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place en béton armé.

### **I.3.4) Maçonnerie**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en maçonnerie briques creuses de (10 cm ,10 cm) séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en maçonnerie brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### **I.3.5) Les revêtements :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les façades extérieures et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Le plancher terrasse inaccessible sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

### **I.3.6) Isolation**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par lame d'air entre les deux parois qui compose ce dernier, et par la minimisation des ponts thermiques en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

### **I.3.7) LES FONDATION :**

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

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

### **I.3.8) caractéristique géométrique du sol :**

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté :  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$ .

### **I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**

#### **I.4.1) Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage.

La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003**, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction et de cisaillement.

#### **1.4.1.a) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm<sup>2</sup>).

On utilise le plus souvent la valeur de cette résistance à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ , Pour les calculs en phase de réalisation, et à partir d'elle on obtiendra ses autres valeurs à  $j$  jours, définies par : (**Art A.2.1, 11/ BAEL 91 modifié 99**)

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28} \quad f_{c28} < 40 \text{MPa}$$

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

Pour le présent projet, on adoptera  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ .

#### **1.4.1.b) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge «  $j$  » jours est donnée par la formule suivante (Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} ; (f_{cj} \text{ Et } f_{tj} \text{ en MPA})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

D'où :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$  pour  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

#### **1.4.1.c) Contraintes limites :**

##### ➤ **Les états limites :**

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

##### ➤ **Etat limite ultime :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad (\text{BAEL91 / Art 4.3 .41})$$

$\theta$  : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action :

$\theta=1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta=0,9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

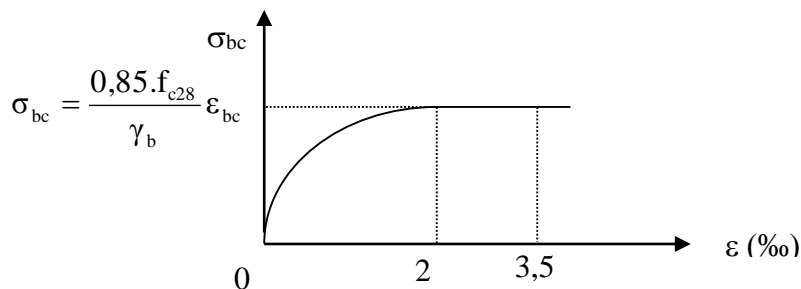
$\theta=0,85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $\rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \theta=1$

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $\rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \theta=1$

La relation contrainte -déformation est illustrée dans la figure I-1.



**Figure I-1 : Diagramme contrainte - déformation du béton à la compression(ELU).**

➤ **Le diagramme est constitué :**

- D'un tronc de courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} \varepsilon_{bc} = f_{bc}$$

➤ **Etat limite de service**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

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

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{BAEL91 / Art 4.5.2})$$

D'où :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte-déformation est illustré dans la figure I-2.

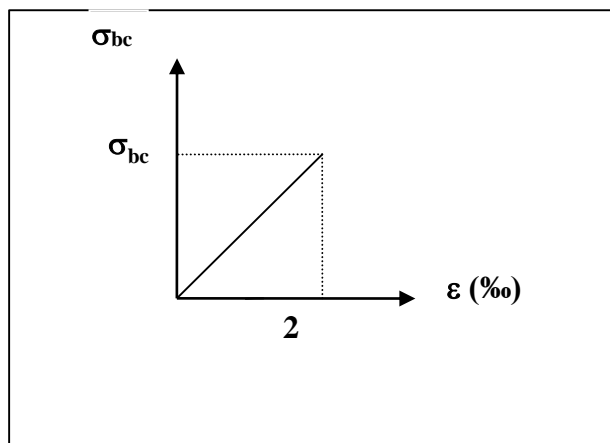


Figure I-2 : diagramme contrainte – déformation du béton à la compression (ELS)

### I.4.1.d) Contrainte tangente conventionnelle :

Donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$  (BAEL91 / Art 5.1.21)

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$
$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28}, 4) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

### I.4.2) Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

### I.4.3) Module de déformation instantanée

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa} \quad (\text{BAEL91 / Art 2.1.21})$$

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

### I.4.4) Module de déformation différée

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa} \quad (\text{BAEL91 / Art 2.1.3})$$

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

**I.4.5) Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

**I.4.6) Coefficient de poisson :**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$  à l'état limite de service **(BAEL91 / Art A.2.1.3)**

$\nu = 0$  à l'état limite ultime

**I.5) Les aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**I.5.1) Caractéristiques des aciers utilisés :**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	1,3	1

**Tableau I-5-1 : Caractéristiques des aciers**

**I.5.2) Limite d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E_s = 200000$  MPa **(BAEL99 / Art A.2.2)**

**I.5.3) Coefficient de poisson des aciers :**

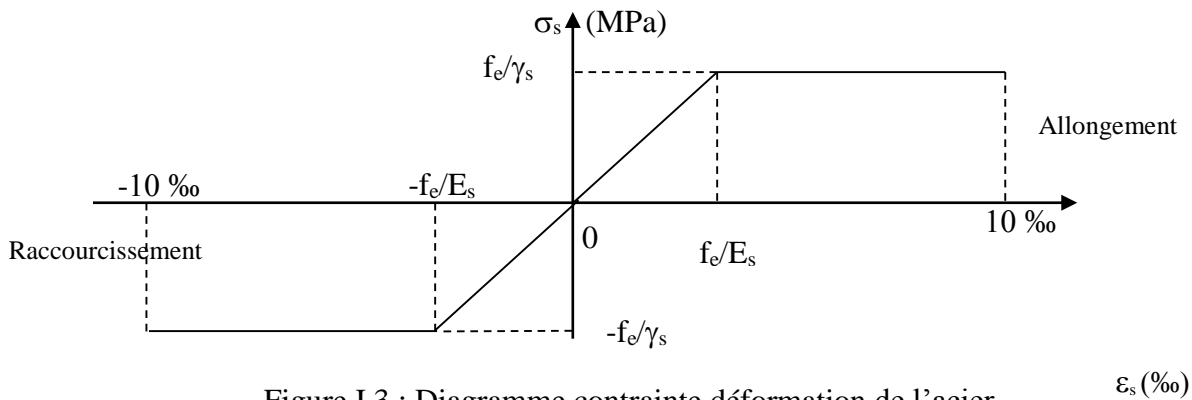
Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

**I.5.4) La limite élastique garantie Fe :**

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2%

**I.5.5) Diagramme contrainte-déformation :**

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure 1-3 (BAEL91 / Art A 2.2.2)



**I.5.6) Contrainte limite de l'acier :**

➤ **Etat limite ultime ELU :**

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

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL91 / Art A 4.3.2})$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1,15$       En situation durable.
- $\gamma_s = 1,00$       En situation accidentelle.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

Afin de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), on limite les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

**I.5.7) Contrainte limite de traction des armatures :**

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_s \leq f_e \quad (\text{BAEL91 / Art A.4.5.32})$$

➤ **Fissuration préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL91 / Art A.4.5.33})$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration égal à :

- $\eta = 1,00$ ..... Pour les RL
- $\eta = 1,6$ ..... pour les HA si  $\Phi \geq 6\text{mm}$
- $\eta = 1,3$ ..... pour les HA si  $\Phi < 6\text{mm}$

### ➤ Fissuration très préjudiciable :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{ij}}\right\} \quad (\text{BAEL91 / Art A.4.5.34})$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$ .....pour les RL.

$\eta = 1.6$ .....pour les HA.

### I.6) Protection des armatures : (BAEL91 / Art A.7.2 .1)

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

- $C \geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

### ➤ Poids volumique :

Béton armé	$\gamma_b = 25 \text{KN /m}^3$
Béton non armé	$\gamma_b = 22 \text{KN /m}^3$
Acier	$\gamma_b = 78.5 \text{KN /m}^3$

### I.7) Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

#### ➤ Etat limite ultime

Les sollicitations du calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  
**1,35 G + 1,5 Q.**

#### ➤ Etat limite de service

La combinaison d'action suivante :  
**G+Q**

• S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, le règlement parasismique Algériennes a prévu des combinaisons d'action suivantes :

- **G + Q ± E**
- **G+Q± 1.2 E**
- **0.8 G+E**

Avec :

**G : charge permanente**

**Q : charge d'exploitation**

**E : effort de séisme**

### II-1) Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant, et avant d'entamer tout calcul il faut passer au redimensionnement Des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles, et cela se basant sur les règles parasismiques algériennes **RPA99/version2003 et le BAEL91/99**.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales.

### Choix du plancher :

#### II-2) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée Et leurs fonctions essentielles :

- 1/ La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- 2/ La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- 3/ L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de protection des occupants.

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

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

Avec :

$h_t$  : épaisseur du plancher,

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

**Dans notre cas nous avons :**

$$L_{max}=380-30=350\text{cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{350}{22,5} \geq 15,56 \text{ cm}$$

- On opte pour un plancher d'épaisseur :  $h_t = (16+4) \text{ cm}$ 
  - Epaisseur du corps creux : 16 cm.
  - Epaisseur de la dalle de compression en béton armé est 4 cm.

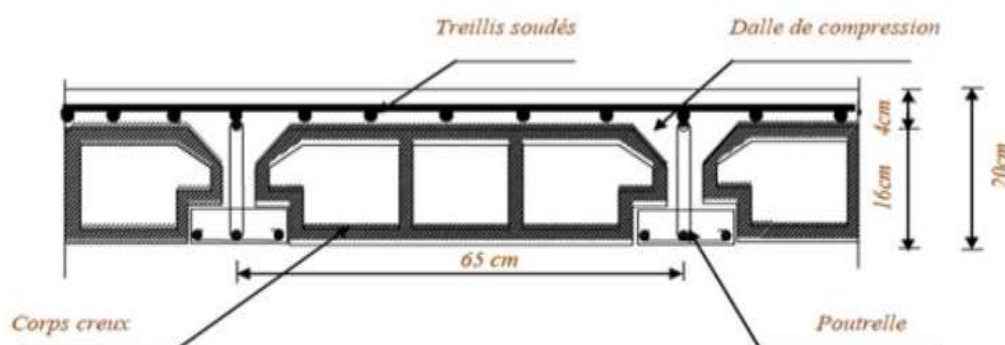


Fig II.1 coupe verticale de la dalle en corps creux

### II- 3) Plancher dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

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

#### 2-3-1) Condition de résistance à la flexion :

La dalle pleine de type console (balcon) :

$$e_p \geq \frac{l}{10}$$

$l_0$  : Largeur de la consol

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

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

#### 2-3-2) Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de résistance au feu
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de résistance au feu
- $e = 17,5 \text{ cm}$  pour quatre heures de résistance au feu

Avec :

$e = \text{épaisseur de la dalle pleine}$

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm.

### 2-3-4) Isolation acoustique :

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

masse :  $L = 13,3 \log (10M)$  si  $M < 200 \text{ kg/m}^2$

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350 \text{ kg/m}^2$

D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{25} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

### II-4 Pré dimensionnement des poutres :

#### II-4-1) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

**(BAEL91 modifiée 99, CBA93) .**

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

On a deux types de poutres :

#### ➤ Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les Poutrelles et les repartent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles chainent les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

#### ➤ Les poutres secondaires

Elles relient les poteaux entre eux

#### II-4-2) Les dimensions des poutres sont données par référence au BEAL 91 comme suit :

- la hauteur de la poutre :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$
- la largeur de la poutre :  $0.4h_p \leq b_p \leq 0.7h_p$

**Avec :**

$L_{max}$  : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

$h_p$  : hauteur de la poutre.

$b_p$  : largeur de la poutre.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tout en respectant les conditions **du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1)**, relatives au coffrage des poutres à savoir :

- $b \geq 20$  cm
- $h \geq 30$  cm
- $h/b \leq 4$

### II-4-3) Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci

On a  $L_{\max}=495-30=465$ cm.

- **La hauteur de poutre :**

$$\frac{465}{15} \leq h_p \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \leq h_t \leq 46,5 \text{ cm}$$

**On opte pour  $h_t = 40$ cm**

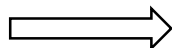
- **La largeur de la Poutre :**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

**On opte pour :  $b = 30$ cm.**

### Vérification de la condition du RPA :

- $b=30\text{cm} \geq 20$  cm
- $h=40\text{cm} \geq 30$  cm
- $h/b=1,33 \leq 4$



**toutes les conditions sont vérifiées**

Section adoptée : poutre principale  $p_p$ :   $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

### II-4-4) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

On a  $L_{\max}=380-30=350$ cm.

- **La hauteur de poutre :**

$$\frac{350}{15} \leq h_p \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23,33 \leq h_t \leq 35 \text{ cm ;}$$

**On opte pour  $h_t = 35$  cm.**

- **La largeur de la Poutre :**

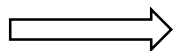
$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

**On opte pour :  $b = 30$  cm.**

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### Vérification de la condition du RPA :

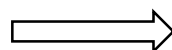
- $b=30\text{cm} \geq 20\text{ cm}$
- $h =35\text{cm} \geq 30\text{ cm}$
- $h/b=1 \leq 4$



toutes les conditions sont vérifiées

Section adoptée :

poutre secondaire  $p_p$ :



$(30 \times 35)\text{cm}^2$

### Conclusion

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

### II-5) Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux qui résistent principalement aux charges horizontales, dues au vent et au séisme, mais ils participent à la reprise d'une partie des effets dus aux charges verticales. D'après le **RPA 99 v 2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition :  $l \geq 4e$

**Avec :**

$l$  : longueur du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale d'un voile est de  $e_{\min} = 15\text{ cm}$ . De plus, l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

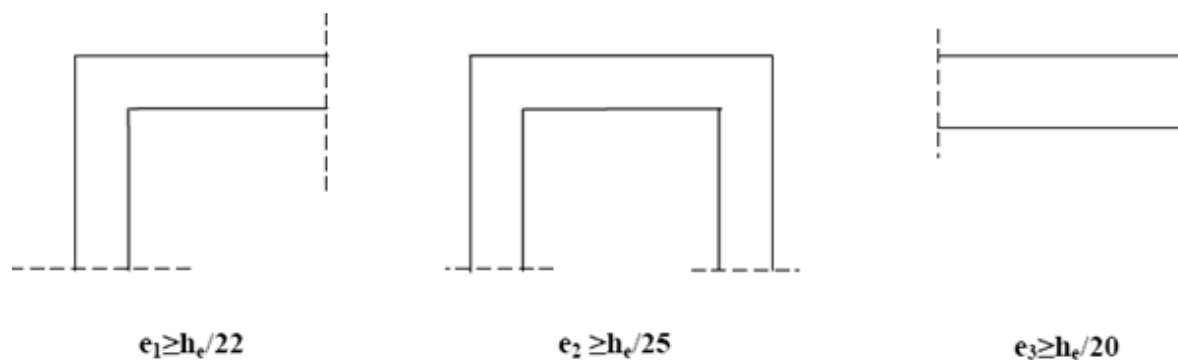
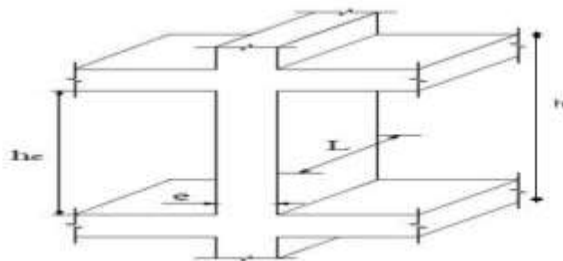


Figure II2) coupe de voiles en plan

Pour le cas de notre structure, nos voiles sont de type linéaire on utilise alors la relation  $e \geq h_i / 20$



**Fig II.3 coupe de voile en élévation**

**II-5-1) L'épaisseur du voile**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm

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

$$h_e = h_{\max} - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

**II-5-2) Vérification des exigences du RPA 99 (art 7,7.1)**

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$a_{\min} \geq 15c \Rightarrow 20 \geq 15 \text{ cm (condition vérifiée).}$$

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm (condition vérifiée).}$$

Avec :

**L** : longueur du voile.

**a** : épaisseur du voile.

**II-6) Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, Rectangulaire ou circulaire leurs dimensionnement se fait par la descente de charges pour le Poteau le plus sollicité.

Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section minimale est de (25x25) cm.

Le poteau est dimensionné à l'ELS et en compression simple, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_{bc}$$

$$N_s = G + Q.$$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

**Avec :**

- N ; Effort de compression repris par les poteaux
- S ; Section transversal du poteau
- G ; Charge permanente
- Q ; Surcharge d'exploitation
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à la compression simple :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Remarque :**

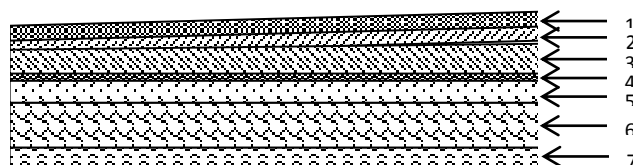
L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

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

### **II-6-1) Détermination des charges et surcharges**

#### **II -6-2) Les charges permanentes :**

##### **❖ Plancher terrasse :(inaccessible)**



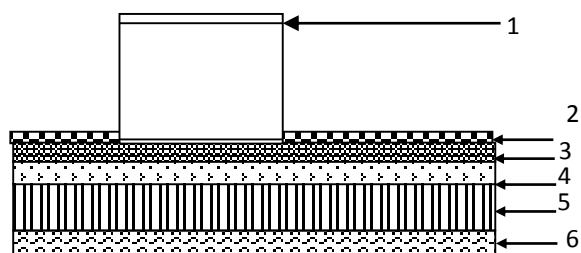
**Figure II3) Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible**

N°	Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G <sub>i</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	forme de pente en Béton	0,07	22	1,54
4	feuille polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher à corps creux (16+4	0,20	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
	Totale	/	/	5,68

**Tableau 1) : poids du plancher terrasse inaccessible**

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

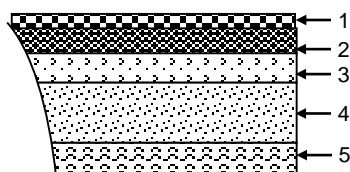
### ❖ Plancher d'étage courant



**II.4) Coupe transversale du plancher d'étage courant**

N°	Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G <sub>i</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison en brique creuse	0,1	9	0,90
2	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	G Totale	/	/	5,28

**Tableau 2) : poids du plancher d'étage courant**



**Figure II.5) Coupe transversal du balcon**

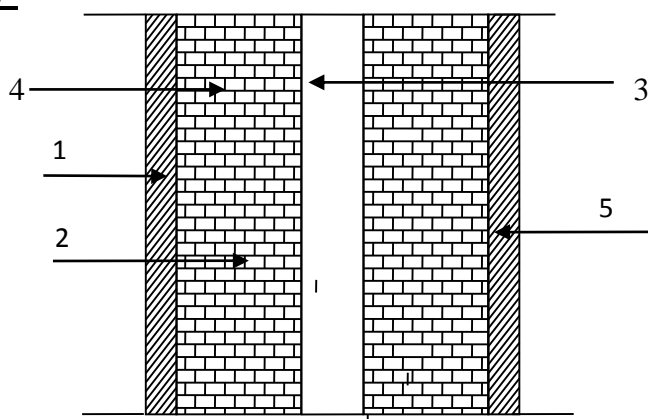
## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	2	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
				<b>G=5.53</b>

**Tableau 3 : poids du plancher du balcon**

❖ **Les murs :**

➤ **a) Mur extérieur**



**Figure II.6) Coupe transversale du mur extérieure**

N°	Désignation	Epaisseur e (m)	Charges G <sub>i</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1,5	enduit de ciment	0,02x20	0,40
2,4	Briques creuses	2x0, 1x9	1,80
3	Lame d'aire	0,05	/
5	Enduit de ciment	0,02x20	0,40
	Total	/	2,6

**Tableau 4) : poids du mur extérieure**

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### ➤ Mur intérieurs :

Ils sont constitués de brique creuses de 10cm et un enduit plâtre des 2 faces.

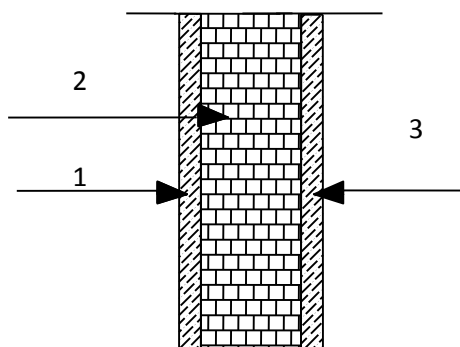


Figure II.7) Coupe transversale du mur intérieure (brique de 10cm d'épais

N°	Désignation	Epaisseur e (m)	Charges $G_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	0,1	0,9
2,3	Enduit de plâtre	2x0,02	0,4
	Total	/	1,3

Tableau 5) poids du mur intérieure

### ❖ L'acrotère :

On a  $h_t=60$  cm

**Calcul de son poids propre :**

$$G = ((0,4 \times 0,1) + (0,1 \times 0,2)) \times 25$$

$$G = 1,5 \text{ KN /m}^2$$

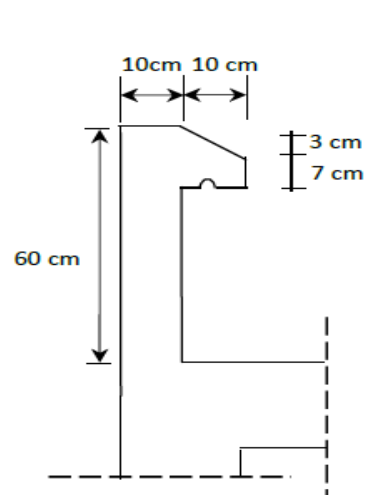


Figure II.8) L'acrotère.

**II- 7) Les surcharges d'exploitation**

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

- Plancher terrasse .....	Q =1,00 kN/m <sup>2</sup>
- Plancher étage comercial.....	Q =2,50 kN/m <sup>2</sup>
- Plancher du RDC et usages d'habitation .....	Q=1,50 kN/m <sup>2</sup>
- L'acrotère.....	Q=1,00 kN/ml
- L'escalier.....	Q=2,50 kN/m <sup>2</sup>
- Balcons.....	Q=3,50 kN/m <sup>2</sup>

**II-8) Descente de charge**

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

**II-8-1 Charges et surcharges revenant au poteau :**

**II-8-2) Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S=S1+S2+S3+S4.$$

$$S1 =1,75 \times 2,225 = 3,894 \text{ m}^2.$$

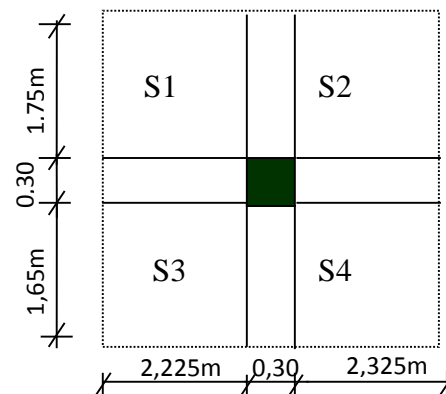
$$S2 = 1,75 \times 2,325 = 4,069 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 2,225 \times 1,65 = 3,671 \text{ m}^2.$$

$$S4 = 2,325 \times 1,65 = 3,836 \text{ m}^2.$$

$$S = 3,894 + 4,069 + 3,671 + 3,836 = 15,47 \text{ m}^2.$$

**Donc : S total = 15,47 m<sup>2</sup>.**



**Figure II.9) Surface d'influence du poteau**

**II-8-3 Charges permanentes revenant à chaque plancher**

**- Plancher terrasse**

$$G = 5,68 \text{ kN/m}^2$$

**- Plancher étage courant**

$$G = 5,28 \text{ kN/m}^2$$

**- Plancher rez-de-chaussée**

$$G = 5,28 \text{ kN/m}^2$$

**II-3-1-3 Poids revenant à chaque plancher**

- Poids du plancher

$$P = G \times S$$

Plancher terrasse :

$$P = 5,68 \times 15,47 = 87,87 \text{ KN.}$$

Plancher étage :

$$P = 5,28 \times 15,47 = 81,68 \text{ KN.}$$

**II-8-4) Poids revenant à chaque poutre**

• **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = [(3,5 \times 0,30 \times 0,35)] \times 25 = 9,19 \text{ kN.}$$

• **Poutres principales :**

$$P_{ps} = [(4,65 \times 0,3 \times 0,40)] \times 25 = 13,95 \text{ KN.}$$

✓ **D'où le poids total : P = 9,19+13,95**

**Ce qui donne : P = 23,14 kN.**

• **Poids des poteaux :**

$$p_p = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 6,885 \text{ KN.}$$

**II-9) Surcharges d'exploitation**

- plancher terrasse  $Q_0 = 1,00 \times 15,47 = 15,47 \text{ KN.}$

- plancher d'étage courant  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{12} = 1,50 \times 15,47 = 23,205 \text{ kN.}$

- plancher d'étage commercial  $Q = 4 \times 15,47 = 61,88 \text{ KN.}$

**II-10) Loi de dégression de charge :**

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée  $n > 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

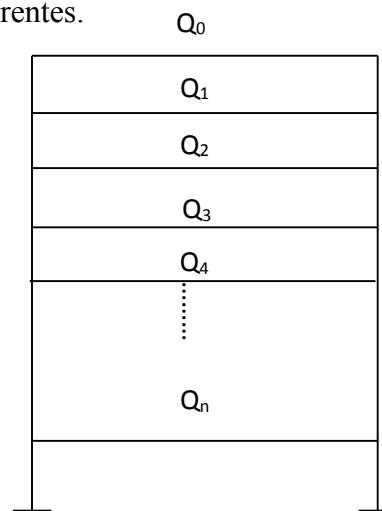
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$



## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### ✓ Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0,6875

### II-10-1) Les surcharges cumulées :

$$Q_0=15,47\text{KN.}$$

$$Q_0+ Q_1=15, 47+23,205= 38,675\text{KN.}$$

$$Q_0+ 0, 95(Q_1 + Q_2) = 15, 47+ 0, 95(2 \times 23, 205) = 59,559\text{KN.}$$

$$Q_0+ 0, 90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 15, 47+ 0, 90(3 \times 23, 205) =78, 123\text{KN.}$$

$$Q_0+ 0, 85(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4) = 15, 47+ 0, 85(4 \times 23, 205) =94,367 \text{ KN.}$$

$$Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 15,47+ 0,80(5 \times 23, 205)=108,29 \text{ KN.}$$

$$Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 15,47+ 0,75(5 \times 23, 205+61,88)=148,9 \text{ KN.}$$

$$Q_0+ 0,714(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 15,47 +0,714(5 \times 23, 205+2 \times 61, 88)=186,68\text{KN.}$$

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux (KN)	Section adoptée	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	$N_s=G_c+Q_c$	$S \geq N/\sigma_{bc}$	Section adoptée
4	87,87	23,14	0,00	<b>111,01</b>	<b>111,01</b>	15,47	<b>15,47</b>	126,48	84,32	(35x35)
4	81,68	23,14	6,885	<b>111,705</b>	<b>222,715</b>	23,205	<b>38,675</b>	261,39	174,26	(35x35)
3	81,68	23,14	6,885	<b>111,705</b>	<b>334,42</b>	23,205	<b>59,559</b>	393,979	262,65	(35x35)
2	81,68	23,14	6,885	<b>111,705</b>	<b>446,125</b>	23,205	<b>78,123</b>	524,248	349,5	(40x40)
1	81,68	23,14	6,885	<b>111,705</b>	<b>557,83</b>	23,205	<b>94,367</b>	652,197	434,798	(40x40)
RDC	81,68	23,14	6,885	<b>111,705</b>	<b>669,535</b>	23,205	<b>108,29</b>	777,825	518,55	(40x40)
2S-S	81,68	23,14	6,885	<b>111,705</b>	<b>781,24</b>	61,88	<b>148,9</b>	930,14	620,09	(45x45)
1S-S	81,68	23,14	6,885	<b>111,705</b>	<b>892,945</b>	61,88	<b>186,68</b>	<b>1078,97</b>	719,31	(45x45)

**Tableau 7) récapitulatif de la descente de charge**

### Remarque :

Les poteaux Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Vu que la descente de charge est insignifiante qui risquent de ne pas satisfaire les calculs dynamiques (séisme) donc le pré dimensionnement se fait selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/2003**).

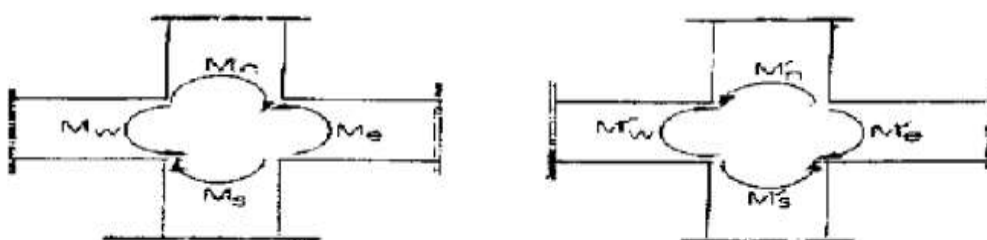
### **Et les sections adoptées pour les poteaux de notre structure sont :**

Les 2 Sous-sol, (45×45) cm<sup>2</sup>

RDC et 1er, 2ème étage (40×40) cm<sup>2</sup>

3ème, 4ème et 5étages (35×35) cm<sup>2</sup>

### **II-10-1) Dimensionnement du poteau-poutre faible :**



**Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau**

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$$

**Avec :**

**M<sub>n</sub> et M<sub>s</sub> :** sont les moments fléchissant résistant dans les poteaux.

**M<sub>w</sub> et M<sub>e</sub> :** sont les moments fléchissant résistant dans les poutres.

La contrainte normale vaut :

$$\sigma = \frac{M.V}{I} \quad \Longrightarrow \quad M = \frac{\sigma.I}{V}$$

$$\frac{\sigma_n.I_n}{V} + \frac{\sigma_s.I_s}{V} \geq \left( \frac{\sigma_e.I_e}{V} + \frac{\sigma_w.I_w}{V} \right) 1,25$$

Les moments fléchissant résistant ne sont pas connus donc nous déterminons les moments d'inertie

$$I_s + I_n = (I_e + I_w) 1,25$$

**Avec :**

I<sub>n</sub> et I<sub>s</sub> : Inertie des poteaux

I<sub>e</sub> et I<sub>w</sub> : Inertie des poutres

σ = 15MPa la contrainte du béton

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

le moment d'inertie

$V=h/2$  distance par rapport à l'axe neutre

Posons :

$$I_n = I_s = I_{pot}$$

$$I_w = I_e = I_{pout}$$

Donc l'équation devient :

$$\frac{I_{POT}}{V_{POT}} \geq 1,25 \frac{I_{POUT}}{V_{POUT}}$$

La poutre dans le sens longitudinale dont l'inertie le plus important sa section est la même dans le même sens sa section est (30x45), ensuite nous vérifions pour un poteau carré de section (bxb)

$$\frac{b^4}{12h/2} \geq 1,25 \frac{30 \times 40^3}{12 \times 20/2} \quad \Longrightarrow \quad \frac{b^3}{6} \geq 10000$$

D'où :  $b \geq 39,14 \text{ cm}$

Alors, on opte pour une section de (45x45) cm<sup>2</sup>

### II-11) Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois. Et les dés de collage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II<sub>a</sub> doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

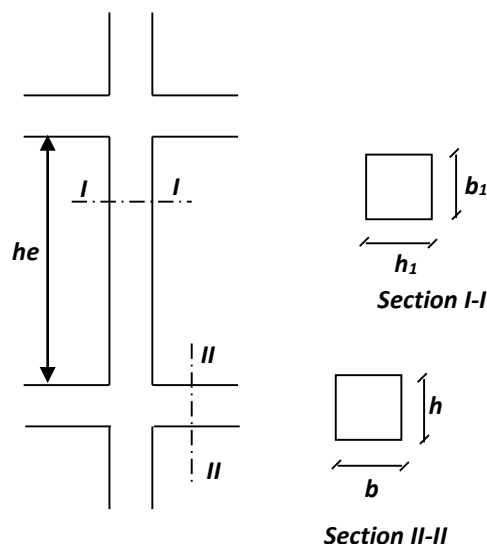
$$\frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} < 4$$

• **Poteau (35x35) :**

$$\text{Min}(35,35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(35,35) = 35 \text{ cm} \geq 15,3 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



• **Poteau (40x40) :**

$$\text{Min (40,40)} = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (40,40)} = 40\text{cm} \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

**⇒Condition vérifiée.**

• **Poteau (45x45) :**

$$\text{Min (45,45)} = 45\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (45,45)} = 45\text{cm} \geq 15,3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**II-11-1) Vérification des poteaux au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$\lambda$  : Élancement du poteau ;

$I_f$ : Longueur de flambement ;      ( **$I_f = 0,7 \cdot L_0$** )

$i$  : Rayon de gyration;      ( **$i = [I / B]^{1/2}$** )

$I$ : Moment d'inertie;      ( **$I = hb^3 / 12$** )

$B$  : Section transversale du Poteau ; ( **$B = h \cdot b$** )

$L_0$  : hauteur libre du poteau ;

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{hb^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2,425 \frac{L_0}{b}$$

**1-Poteaux des sous-sols 1 et 2** :  $\lambda = 2,425 \times 2,71 / 0,45 = 14,603 < 50 \Rightarrow$  **Vérifiée.**

**2-Poteaux du RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage** :  $\lambda = 2,425 \times 4,24 / 0,40 = 22,849 < 50 \Rightarrow$  **Vérifiée.**

**3-Poteaux du 3<sup>ème</sup> 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage** :  $\lambda = 2,425 \times 2,71 / 0,35 = 18,776 < 50 \Rightarrow$  **Vérifiée.**

### II-12) Résumé :

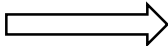
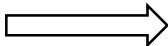
➤ **Pour les plancher :**

- Nous prenons un plancher d'épaisseur  $ht = (16+4) \text{ cm}$

➤ **La dalle pleine de type console (balcon) :**

- Nous prenons :  $e_p = 15 \text{ cm}$

➤ **Pour les poutres**

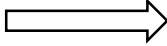
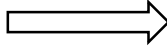
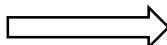
- Section adoptée : poutre principale  $p_p$ :   $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Section adoptée : poutre secondaire  $p_s$ :   $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ **Pour le voile :**

- Nous prenons un voile d'épaisseur :  $\Rightarrow a = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Pour les poteaux :**

Et les sections adoptées pour les poteaux de notre structure sont :

- Les 2 Sous-sol,   $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- RDC et 1er, 2ème étage   $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- 3ème, 4ème et 5étages   $(35 \times 35) \text{ cm}^2$



### III-2) Calcul des planchers :

#### III-2-1) Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre Les charges verticales. Nos planchers en corps creux sont composés de :

- **Nervures** appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de Portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.

- **Remplissage en corps creux**, utilisés comme coffrage perdu, et comme Isolant.

- **Une dalle de compression** en béton armé, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées

Notamment celles correspondant aux surcharges.

#### III-2-2) Etude de la dalle de compression

Le calcul se fera pour une surface de **(1×1) m<sup>2</sup>**, et on appliquera le même ferrailage Pour tous les planchers. La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4cm D'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (**treillis soudés TLE520, Ø≤6mm**). Dont l'espacement des mailles ne doit pas Dépasser les valeurs indiquées par le (**Art B.6.8,423/BAEL91**) :

- ✓ 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 33 cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

##### a) **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4XL}{f_e}$$

Avec :

**A<sub>⊥</sub>** : cm<sup>2</sup> par mètre linéaire

**L** : Distance entre axes des poutrelles (cm)

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

**AN :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : **5T5/ml = 0,98cm<sup>2</sup>** avec : e =20 cm.

##### b) **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

**A.N :**

$$A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour : **5T5/ml = 0,98 cm<sup>2</sup> /ml**

**Conclusion :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre  $\phi 5$  et de mailles  $(200 \times 200) \text{ mm}^2$ .

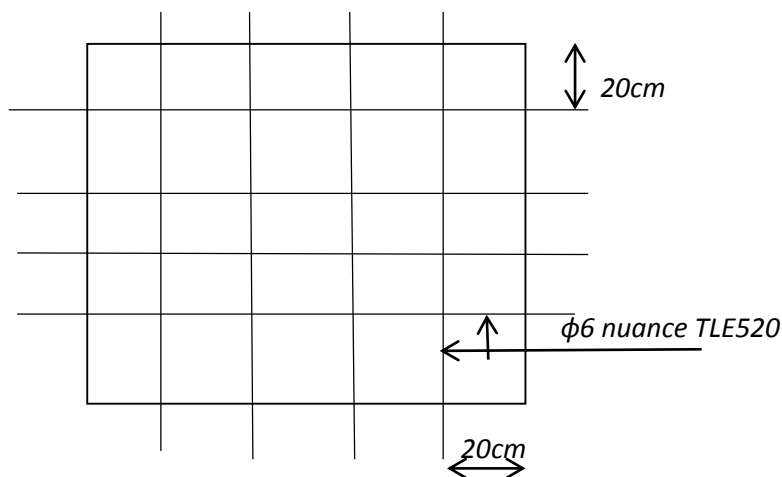


Figure 1 : Treillis soudé de  $20 \times 20 \text{ cm}^2$

**III-2-3) Calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers

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

$h_0 = 4 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression

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

$b$  : largeur de l'hourdis de chaque côté de la nervure

$L = 380 \text{ cm}$  : largeur libre entre nus d'appuis

$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$  : distance entre deux parements

Voisins des deux poutrelles

$L = 380 \text{ cm}$  : largeur libre entre nus d'appuis

$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$  : distance entre deux parements

Voisins des deux poutrelles.

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

$$b_1 = \min (38 ; 26,5 ; 32)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12$$

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

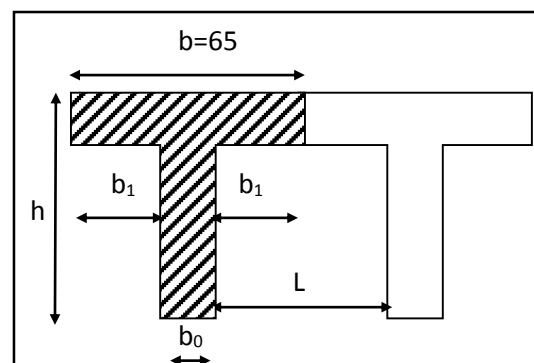


Figure 2 : construction de la section en T.

**III-2-4) Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :**

**III-2-4-1) Etape1 :**

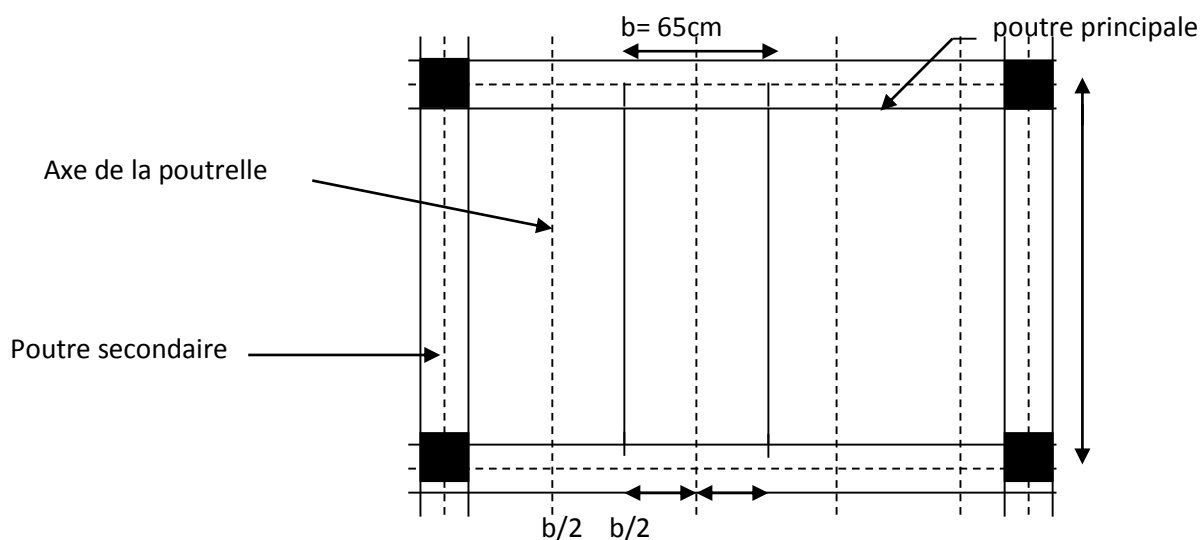
**Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

**Calcul des sollicitations**

- Poids propre :  $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de ..... $h=20\text{cm}$   
 La hauteur de la dalle de compression..... $h_0=4\text{cm}$   
 La largeur de la nervure ..... $b_0=12\text{cm}$   
 Enrobage ..... $c=2\text{cm}$   
 La largeur de la dalle de compression ..... $b=65\text{cm}$ .



**Figure 3 : Surface revenant aux poutrelles.**

**a) Ferrailage à l'ELU :**

La combinaison de charge à considérer est :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 451,25 \text{ Kg.m} = 4,51 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant sur appuis :**

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 475 \text{ Kg} = 4,75 \text{ KN}$$

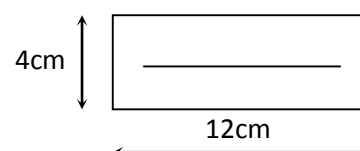
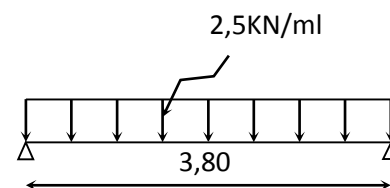
- **Calcul de la section d'armature :**

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

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{4,51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,617 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



**Remarque :**

Comme la section de la poutrelle est très réduite c'est impossible de disposer des armatures de compression et de traction on est obligé de prévoir des étais intermédiaires (supports) pour l'aider à supporter les charges d'avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre 80 et 120 cm).

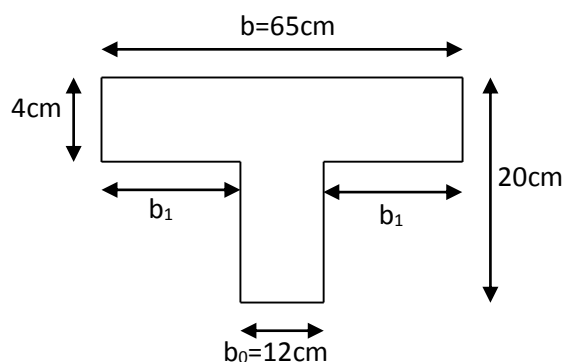
**III-2-4-2) Etape 2 :**

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

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge «  $q_u$  » uniformément répartie.

Ace stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.



**Figure 4 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.**

### a) Les charges revenant au plancher :

Poids propre du plancher d'étage courant :

$$G = GP \times b = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/m.}$$

$$G = 3,432 \text{ KN/m}$$

### b) Surcharges d'exploitations :

Etage commerce :  $Q = QP \times b = 4 \times 0,65 = 2,6 \text{ KN/m}$

Etage habitation :  $Q = QP \times b = 1.5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/m}$

**Donc nous allons faire le calcul des poutrelles pour deux types de planchers :**

- Plancher à usage commercial.
- Plancher à usage d'habitation.

### III-2-5) Plancher à usage d'habitation :

**Combinaison de charge :**

**A l'ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.28 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6,0957 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ **Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

### a) Conditions d'applications de la méthode forfaitaire [Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

#### ➤ **Condition 1 :**

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

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

$$2G = 2 \times 3.432 = 6,864 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq \max \{ 6,864 ; 5 \text{ KN/m}^2 \} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ **Condition 2 :**

Les moments d'inertie sont identiques sur toutes les travées  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

#### ➤ **Condition 3 :**

La fissuration est non préjudiciable  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

#### ➤ **Condition 4 :**

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

**Application numérique :**

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,2$$

**Tableau récapitulatif :**

La travée	Longueur $L_i$ [m]	$L_i/L_{i+1}$	conclusion
$L_1$	3,5	0,92	Condition vérifiée
$L_2$	3,8		
$L_2$	3,8	1,4	Condition non vérifiée
$L_3$	2,7		
$L_3$	2,7	0,71	Condition non vérifiée
$L_4$	3,8		
$L_4$	3,8	1,05	Condition vérifiée
$L_5$	3,6		
$L_5$	3,6	2,32	Condition non vérifiée
$L_6$	1,55		

**Conclusion :**

La 4ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, Pour cela on doit **appliquer la méthode des trois moments.**

**b) Principe de la méthode des trois moments :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_{i-1} \frac{L_i}{L_{i+1}} + 2M_i \left( \frac{L_i}{L_i} + \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} = -6E (W_i^g + W_i^d)$$

Avec :

✓  $W_i^d = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$

✓  $W_i^g = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$

En considérant que les poutrelles sont de même inertie et de même module de Young, on obtient alors la relation simplifiée suivante :

$$M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = - \left( \frac{q_i x L_i^3}{4} + \frac{L_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ **Moment EN travée**

$$M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left( 1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

Avec :

$M_{i-1}$  ;  $M_i$  ;  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments en valeur algébrique (pris avec leur signe sur les appuis  $i-1$  ;  $i$  ;  $i+1$ )

$L_i$  : la portée de la travée à gauche de l'appui  $i$

$L_{i+1}$  : la portée de la travée à droite de l'appui  $i$

## Chapitre III : Calcul des éléments

$q_i$  la charge répartie à gauche de l'appui  $i$

$q_{i+1}$  la charge répartie à droite de l'appui  $i$

Dans notre cas nous avons les même charges à gauche et à droite de l'appui  $i$

$q_i = q_{i+1}$

c) Calcul des moments :

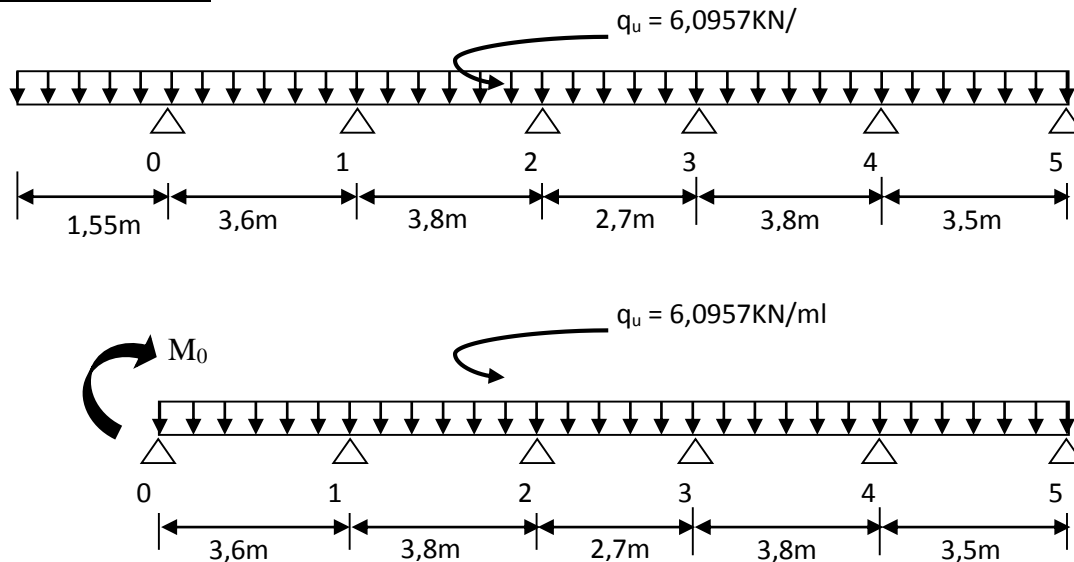


Schéma de la travée secondaire

➤ Aux appuis :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\left(\frac{q_i \times L_i^3}{4} + \frac{L_{i+1}^3}{4}\right)$$

✓ Le moment de a la console:

$$M_0 = q_u \times L = 6,0957 \times 1,55 \times 1m = -9,45 \text{ KN.ml}$$

✓ Le moment au niveau d'appui de rive

$$M_5 = 0$$

$$\text{L'appui 1 : } 3,6M_0 + 14,8M_1 + 3,8M_2 = -154,72 \text{-----(1)}$$

On remplace  $M_0$  dans l'équation (1) :

$$\text{L'appui 1 : } 14,8M_1 + 3,8M_2 = -120,7 \text{-----(1)}$$

$$\text{L'appui 2 : } 3,8M_1 + 13M_2 + 2,7M_3 = -113,62 \text{-----(2)}$$

$$\text{L'appui 3 : } 2,7M_2 + 13M_3 + 3,8M_4 = -113,62 \text{-----(3)}$$

$$\text{L'appui 4 : } 3,8M_3 + 14,6M_4 + 3,5M_5 = -148,96 \text{-----(4)}$$

✓ Moment isostatique de la travée considérée

$$M_5 = 0,3 \frac{q_u L^2}{8} = 0,3 \frac{6,0957 \times 3,5^2}{8} = -2,8 \text{ KN.ml ()}$$

La résolution du système nous donne :

$$M_1 = -6,65 \text{ KN.ml}$$

$$M_2 = -5,78 \text{ KN.ml}$$

$$M_3 = -4,902 \text{ KN.ml}$$

$$M_4 = -8,93 \text{ KN.ml}$$

$$M_5 = -2,8 \text{ KN.ml}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments

### ➤ En travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

### ✓ Calcul la position au le moment est maximale :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u L}$$

Travées	Longueurs (m)	Abscisses x (m)	Mmax (KN .m)
0-1	3,6	1,93	1,9
1-2	3,8	1,94	4,8
2-3	2,7	1,40	0,23
3-4	3,8	1,73	4,17
4-5	3,5	2,04	3,72

Tableau récapitulatif

### Remarque :

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments aux appui de 1/3 des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de 1/3 des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive. On obtient les résultats suivants :

### ➤ Calcul des Moments corrigés aux appuis :

✓  $M_a = M_a - 1/3(M_a)$

$$M_0 = -9,45 - 0,33 \times (-9,45) = -6,33 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -6,65 + 0,33 \times 6,65 = -4,46 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,78 + 0,33 \times 5,78 = -3,9 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -4,902 + 0,33 \times 4,902 = -3,3 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -8,93 + 0,33 \times 8,93 = -5,98 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -2,8 + 0,33 \times 2,8 = -1,9 \text{ KN.m}$$

### ➤ Calcul des Moments corrigés en travées :

✓  $M(t) = M_t + 1/3(M_t)$

$$\text{Travée (0-1)} = 1,9 + 0,33 \times 1,9 = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (1-2)} = 4,8 + 0,33 \times 4,8 = 6,4 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} = 0,23 + 0,33 \times 0,23 = 0,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} = 4,17 + 0,33 \times 4,17 = 5,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} = 3,72 + 0,33 \times 3,72 = 4,95 \text{ KN.m}$$

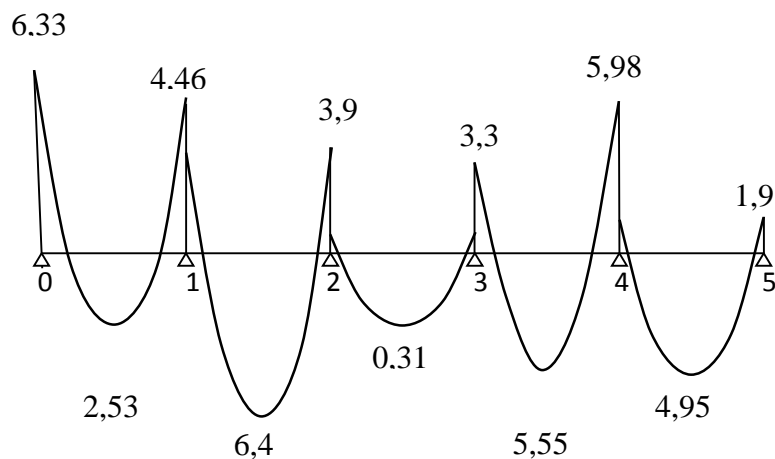
### ➤ Résumer les résultats

Aux appuis	
$M_0 = -6,33$	KN.ml
$M_1 = -4,46$	KN.ml
$M_2 = -3,9$	KN.ml
$M_3 = -3,3$	KN.ml
$M_4 = -5,98$	KN.ml
$M_5 = -1,9$	KN.ml

En travées	
$M_{0-1} = 2,53$	KN.ml
$M_{1-2} = 6,4$	KN.ml
$M_{2-3} = 0,31$	KN.ml
$M_{3-4} = 5,55$	KN.ml
$M_{4-5} = 4,95$	KN.ml

## Chapitre III : Calcul des éléments

Diagramme des moments fléchissant :



d) Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour  $x=i$

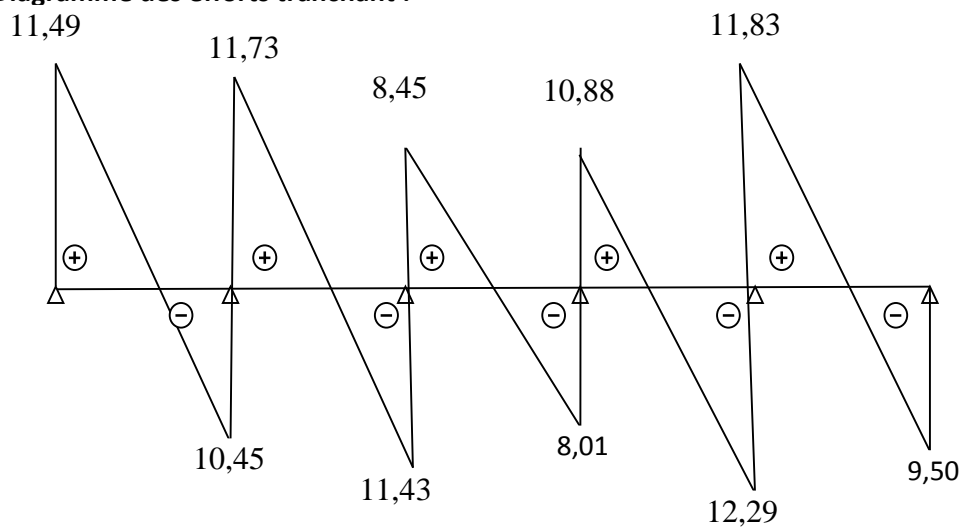
$$T(i) = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour  $x=i+1$

$$T(i) = -q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Travées	Longueurs (m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	T(x) (KN)	
					T <sub>i</sub>	T <sub>i+1</sub>
0-1	3,6	6,0957	-6,33	-4,46	11,49	-10,45
1-2	3,8	6,0957	-4,46	-3,9	11,73	-11,43
2-3	2,7	6,0957	-3,9	-3,3	8,45	-8,01
3-4	3,8	6,0957	-3,3	-5,98	10,88	-12,29
4-5	3,5	6,0957	-5,98	-1,9	11,83	-9,50

Diagramme des efforts tranchant :



**Conclusion :**

$$M_{st}^{max} = 6,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 6,33 \text{ KN.m}$$

$$V_a^{max} = 12,29 \text{ KN.m}$$

**III-2-5-1) Calcul des armatures ELU :**

**a) Armatures longitudinales :**

➤ travées :

• **Le moment maximal en travée :**

$$M_{tmax} = 6,4 \text{ KN.m}$$

$$b=65\text{cm}, f_{bc}=14.2\text{MPa}, h_0=4\text{cm}, d=h-c=20-2=18\text{cm}.$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M = 0,65 \cdot 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{tmax} = 6,4 \text{ KN.m} < M = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

**Le calcul se fera pour une section rectangulaire : b x h**

$$\mu_b = \frac{M_{tmax}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,4 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0214$$

$$\mu_b = 0,0214 < \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,9895$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,4 \times 10^6}{0,9895 \times 180 \times 348} = 103,26 \text{ mm}^2 = 1,0326 \text{ cm}^2$$

**Soit : 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

➤ **Aux appuis**

Le moment maximal aux appuis :

$$M_{a_{max}} = 6,33 \text{ KN.m}$$

La table est entièrement tendue, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension (b<sub>0</sub> x h)=(12x20)

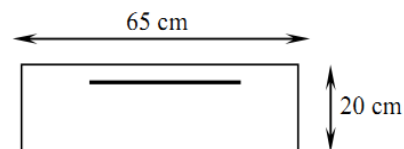
$$\mu_b = \frac{M_{a_{max}}^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,33 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,115$$

$$\mu_b = 0,115 < \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,9385$$

$$A_a = \frac{M_{a_{max}}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,33 \times 10^6}{0,9385 \times 180 \times 348} = 107,7 \text{ mm}^2 = 1,08 \text{ cm}^2$$

**Soit 1HA14 = 1,54 cm<sup>2</sup>.**



**Conclusion :**

**En travées :** 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

**Aux appuis :** 1HA14 = 1,54 cm<sup>2</sup>

**b) Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t = \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset^{max} \right\} = \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; \emptyset^{max} \right\} = 5,71 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$$

- **On opte :**

**At :** 2HA6 = 0,56 cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement des armatures :**

- **Condition à L'ELU :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t 0,9 f_e}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0 \gamma_s}$$

$$S_{t1} \leq \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,57 - 0,3 \times 2,1) \times 1,15 \times 12} = 47,68 \text{ cm} \quad \Rightarrow S_{t1} = 47,68 \text{ cm}$$

- **Condition de construction correcte :**

$$S_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow S_{t2} = 16,2 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

St = min (St1 ; St2)

Soit un espacement **St = 15 cm.**

**c) Vérification à l'ELU :**

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

- **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

✓ : At = 3,39 cm<sup>2</sup> > Amin = 1,41 cm<sup>2</sup> ⇒ **la condition est vérifiée**

- **Aux appuis**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

✓ Aa = 1,54 cm<sup>2</sup> > Amin = 0,26 cm<sup>2</sup> ⇒ **la condition est vérifiée.**

➤ Vérification au cisaillement :

En doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Nous avons des fissurations peu nuisibles ;

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \quad (\text{B.A.E.L 91. Art. A.5.1, 211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{12,29 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57$$

$$\tau_u = 0,57 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles

• **En travées :**

$$\sum U_i = n \phi \pi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{12,29 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,67 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis**

$$\sum U_i = n \phi \pi = 1 \times 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{12,29 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 43,96} = 1,72 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,72 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Longueur du scellement droit : (Art.6.1,22/BAEL91)

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

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

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

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On prend } L_s = 50 \text{cm.}$$

### Remarque :

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «pour les aciers H.A égale à 0,4.Ls.

$$L_c = 0,4L_s = 20 \text{ cm.}$$

### ➤ Vérifier Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)**

On doit vérifier que :

$$\frac{2V_u^{max}}{bXa} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28} X 0,9 d b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} \leq 0,4 \frac{0,25 X 0,9 X 0,18 X 1200}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

✓ **Appuis de rive :**  $T_{max} = 11,38 < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow$  la condition est vérifiée

✓ **Appuis intermédiaire :**  $T_{max} = 12,29 < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow$  la condition est vérifiée

On constate que l'effort tranchant ( $V_u$ ) n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- **Influence sur les aciers**

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times (V_u + \frac{M_u}{0,9d})}{f_e}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left( 12,29 \times 10^3 - \frac{6,33 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = 77,00 \text{ mm}^2 = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,54 \geq 0,77 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures

### III-2-5-2) Calcul à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont :

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

#### **a) Combinaison de charge :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$

$$q_s = G + Q = (5,28 + 1,5) \times 0,65 = 4,407 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 6,0957 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,407}{6,0957} = 0,723.$$

**b) Calcul des Moments corrigés :**

➤ **aux appuis :**

✓  $M_a = M_a - 1/3(M_a)$

$M_0 = -6,33 \times 0,723 = -4,58 \text{ KN.m}$

$M_1 = -4,46 \times 0,723 = -3,22 \text{ KN.m}$

$M_2 = -3,9 \times 0,723 = -2,82 \text{ KN.m}$

$M_3 = -3,3 \times 0,723 = -2,39 \text{ KN.m}$

$M_4 = -5,98 \times 0,723 = -4,32 \text{ KN.m}$

$M_5 = -1,9 \times 0,723 = -1,37 \text{ KN.m}$

➤ **En travées :**

✓  $M(t) = M_t + 1/3(M_t)$

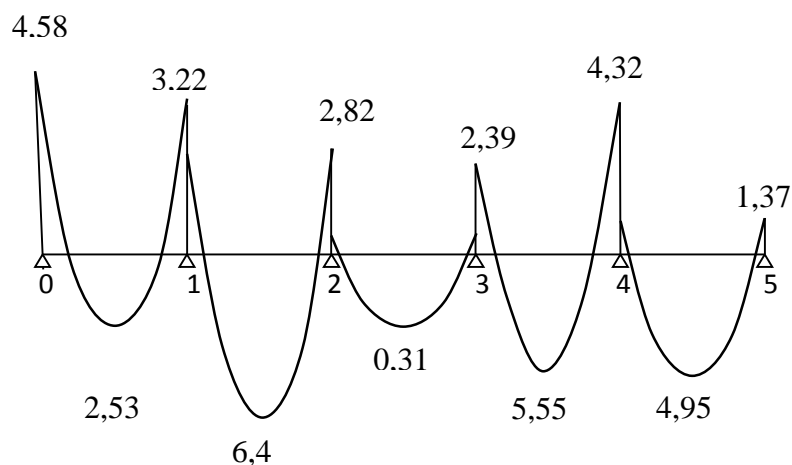
Travée (0-1) =  $2,53 \times 0,723 = 1,83 \text{ KN.m}$

Travée (1-2) =  $6,4 \times 0,723 = 4,63 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) =  $0,31 \times 0,723 = 0,22 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) =  $5,55 \times 0,723 = 4,01 \text{ KN.m}$  Travée (4-5) =  $4,95 \times 0,723 = 3,58 \text{ KN.m}$

**Diagramme des moments fléchissant :**

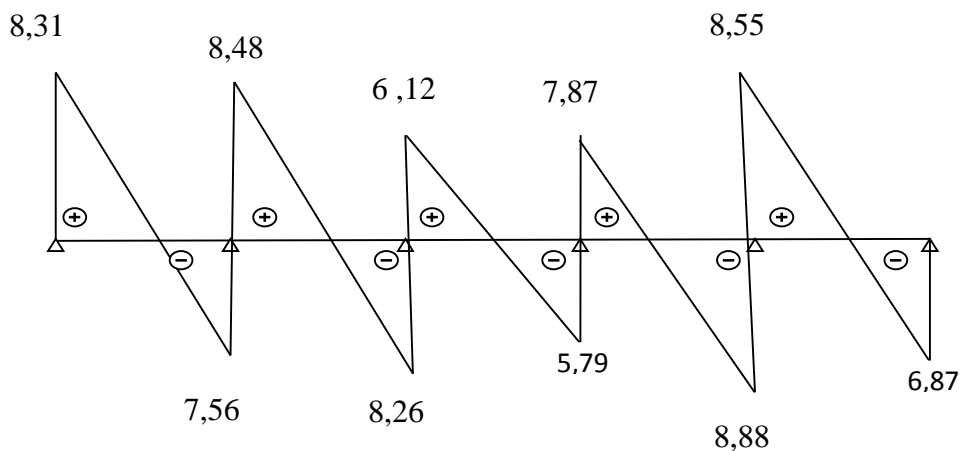


**C) calcul des efforts tranchants :**

$T_s = 0,723 T_u$

Travées	Longueurs (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$T(x)$ (KN)	
					$T_i$	$T_{i+1}$
0-1	3,6	4,407	-4,58	-3,22	8,31	-7,56
1-2	3,8	4,407	-3,22	-2,82	8,48	-8,26
2-3	2,7	4,407	-2,82	-2,39	6,12	-5,79
3-4	3,8	4,407	-2,39	-4,32	7,87	-8,88
4-5	3,5	4,407	-4,32	-1,37	8,55	-6,87

b) diagramme des efforts tranchant :



**Conclusion :**

$$M_{st}^{max} = 4,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$V_a^{max} = 8,88 \text{ KN.}$$

d) Vérification à l'ELS :

➤ *Etat limite de résistance de béton à la compression Art A4.5.2/BAEL99 :*

**On doit vérifier :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b.d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

• **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 18} = 0,713 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,8775 \\ k_1 = 25,815 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{4,58 \times 10^3}{0,8775 \times 18 \times 1,54} = 188,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 188,29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{188,29}{25,815} = 7,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,29 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,837 \\ k_1 = 15,67 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{4,63 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 90,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 90,65 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{90,65}{15,67} = 5,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,78 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

➤ *Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :*

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\}$$

$n = 1,6$  si le diamètre des armatures  $> 6 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 201,63 \right\}$$

•  $\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 188,29 \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

➤ *Vérification de la flèche :*

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5} \quad \frac{20}{380} = 0,053 > \frac{1}{16} = 0,045 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_s}{10 M_0} \quad \frac{20}{380} = 0,053 \geq \frac{4,63}{15 \times 7,95} = 0,038 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{1,54}{12 \times 18} = 0,00713 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Résumer :**

Le ferrailage adopté pour la poutrelle du plancher de l'étage courante et la terrasse :

- ✓ En travée : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**
- ✓ En appui : **1HA14 = 1,54 cm<sup>2</sup>**
- ✓ At : **2HA6 = 0,56 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 15 cm**

**III-2-5) Plancher à usage commercial :**

**Combinaison de charge :**

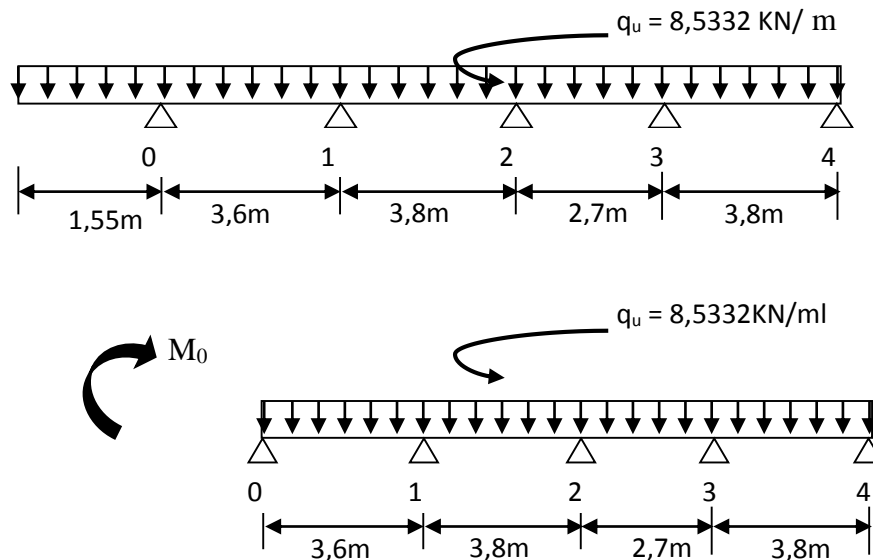
**G = 5,28 KN/ml.**

**Q = 4KN/ml**

**A l'ELU :**

$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.28 + 1.5 \times 4) \times 0.65 = 8,5332 \text{ KN/ml}$

**c) Calcul des moments :**



**Schéma de la travée secondaire**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = - \left( \frac{q_i \times L_i^3}{4} + \frac{q_i \times L_{i+1}^3}{4} \right)$$

✓ **Le moment du a la console:**

$M_0 = q_u \times L = 8,5332 \times 1,55 \times 1m = -13,23 \text{ KN.ml}$

✓ **Le moment au niveau d'appui de rive**

$M_4 = 0$

L'appui 1 :  $3,6M_0 + 14,8M_1 + 3,8M_2 = -216,59$  -----(1)

**On remplace M0 dans l'équation (1) :**

L'appui 1 :  $14,8 M_1 + 3,8M_2 = -168,962$  -----(1)

L'appui 2 :  $3,8M_1 + 13M_2 + 2,7M_3 = -159,05$  -----(2)

L'appui 3 :  $2,7M_2 + 13M_3 = -159,05$  -----(3)

**Moment isostatique de la travée considérée**

$M_4 = 0,3 \frac{q_u L^2}{8} = 0,3 \frac{8,5332 \times 3,8^2}{8} = -4,62 \text{ KN.ml.}$

La résolution du système nous donne :

$M_1 = -8,74 \text{ KN.ml}$

$M_2 = -10,42 \text{ KN.ml}$

$M_3 = -10,07 \text{ KN.ml}$

$M_4 = -4,62 \text{ KN.ml}$

## Chapitre III : Calcul des éléments

### ➤ En travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

### ✓ Calcul la position au le moment est maximale :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u L}$$

Travées	Longueurs (m)	Abscisses x (m)	Mmax (KN .m)
0-1	<b>3,6</b>	<b>1,94</b>	<b>2,944</b>
1-2	<b>3,8</b>	<b>1,85</b>	<b>5,86</b>
2-3	<b>2,7</b>	<b>1,40</b>	<b>2,451</b>
3-4	<b>3,8</b>	<b>1,97</b>	<b>8,15</b>

Tableau récapitulatif

### Remarque :

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments aux appui de 1/3 des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de 1/3 des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive. On obtient les résultats suivants :

### ➤ Calcul des Moments corrigés aux appuis :

✓  $M_a = M_a - 1/3(M_a)$

$M_0 = -13,23 - 0,33x (-13,23) = -8,86 \text{ KN.m}$

$M_1 = -8,74 + 0,33x 8,74 = -5,86 \text{ KN.m}$

$M_2 = -10,42 + 0,33x 10,42 = -6,98 \text{ KN.m}$

$M_3 = -10,07 + 0,33x 10,07 = -6,747 \text{ KN.m}$

$M_4 = -4,62 + 0,33x 4,62 = -3,1 \text{ KN.m}$

### ➤ Calcul des Moments corrigés en travées :

✓  $M(t) = M_t + 1/3(M_t)$

Travée (0-1) =  $2,944 + 0,33x 2,944 = 3,915 \text{ KN.m}$

Travée (1-2) =  $5,86 + 0,33x 5,86 = 7,794 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) =  $2,451 + 0,33x 2,451 = 3,26 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) =  $8,15 + 0,33x 8,15 = 10,84 \text{ KN.m}$

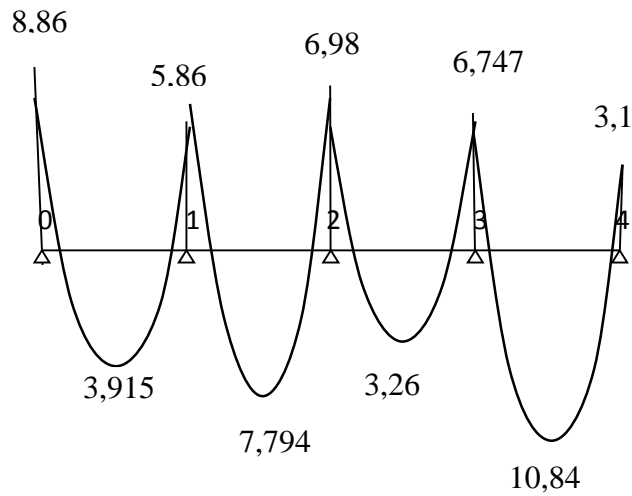
### ➤ Résumer les résultats

Aux appuis	
$M_0 = -8,86$	<b>KN.ml</b>
$M_1 = -5,86$	<b>KN.ml</b>
$M_2 = -6,98$	<b>KN.ml</b>
$M_3 = -6,747$	<b>KN.ml</b>
$M_4 = -3,1$	<b>KN.ml</b>

En travées	
$M_{0-1} = 3,915$	<b>KN.ml</b>
$M_{1-2} = 7,794$	<b>KN.ml</b>
$M_{2-3} = 3,26$	<b>KN.ml</b>
$M_{3-4} = 10,84$	<b>KN.ml</b>

## Chapitre III : Calcul des éléments

Diagramme des moments fléchissant :



d) Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

✓ Pour  $x=i$

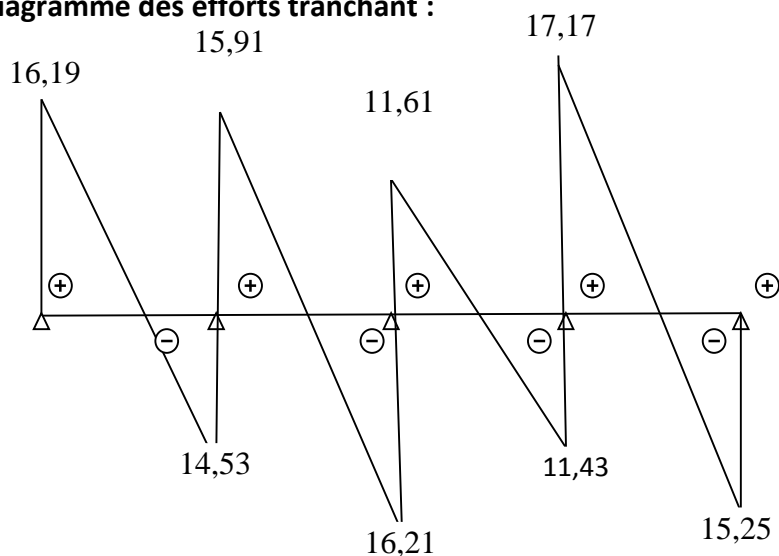
$$T(i) = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

✓ Pour  $x=i+1$

$$T(i) = -q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Travées	Longueurs (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$T(x)$ (KN)	
					$T_i$	$T_{i+1}$
0-1	3,6	8,5332	-8,86	-5,86	16,19	-14,53
1-2	3,8	8,5332	-5,86	-6,98	15,91	-16,21
2-3	2,7	8,5332	-6,98	-6,747	11,61	-11,43
3-4	3,8	8,5332	-6,747	-3,1	17,17	-15,25

Diagramme des efforts tranchant :



**Conclusion :**

$$M_{st}^{max} = 10,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 8,86 \text{ KN.m}$$

$$V_a^{max} = 17,17 \text{ KN}$$

**III-2-5-1) Calcul des armatures ELU :**

**c) Armatures longitudinales :**

➤ **travées :**

• **Le moment maximal en travée :**

$$M_{tmax} = 10,84 \text{ KN.m}$$

$$b=65\text{cm}, f_{bc}=14.2\text{MPa}, h_0=4\text{cm}, d=h-c=20-2=18\text{cm}.$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M = 0,65 \cdot 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{tmax} = 10,84 \text{ KN.m} < M = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

**Le calcul se fera pour une section rectangulaire : b x h**

$$\mu_b = \frac{M_{tmax}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,84 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0362$$

$$\mu_b = 0,0362 < \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,84 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 348} = 176,22 \text{ mm}^2 = 1,76 \text{ cm}^2$$

**Soit : 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

➤ **Aux appuis**

Le moment maximal aux appuis :

$$M_{max}^a = 8,86 \text{ KN.m}$$

La table est entièrement tendue, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension (b<sub>0</sub> x h)=(12 x 20)

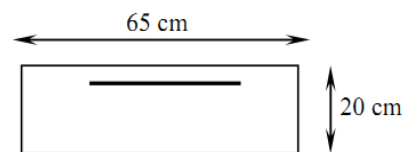
$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,86 \cdot 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,16$$

$$\mu_b = 0,912 < \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,912$$

$$A_a = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,86 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 348} = 155,09 \text{ mm}^2 = 1,55 \text{ cm}^2$$

**Soit 1HA16 = 2,01 cm<sup>2</sup>.**



**Conclusion :**

**En travées :** 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

**Aux appuis :** 1HA16 = 2,01 cm<sup>2</sup>

**b) Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varnothing_t = \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing^{max} \right\} = \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; \varnothing^{max} \right\} = 5,71 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$$

- **On opte :**

**At :** 2HA6 = 0,56 cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement des armatures :**

- **Condition à L'ELU :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t 0,9 f_e}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0 \gamma_s}$$

$$S_{t1} \leq \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,57 - 0,3 \times 2,1) \times 1,15 \times 12} = 47,68 \text{ cm} \quad \Rightarrow S_{t1} = 47,68 \text{ cm}$$

- **Condition de construction correcte :**

$$S_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow S_{t2} = 16,2 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

St = min (St1 ; St2)

Soit un espacement **St = 15 cm.**

**c) Vérification à l'ELU :**

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

- **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

✓ : At = 3,39 cm<sup>2</sup> > Amin = 1,41 cm<sup>2</sup> ⇒ **la condition est vérifiée**

- **Aux appuis**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

✓ Aa = 2,01 cm<sup>2</sup> > Amin = 0,26 cm<sup>2</sup> ⇒ **la condition est vérifiée.**

➤ Vérification au cisaillement :

En doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Nous avons des fissurations peu nuisibles ;

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) \text{ (B.A.E.L 91. Art. A.5.1, 211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{17,17 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,79$$

$$\tau_u = 0,79 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles

• **En travées :**

$$\sum U_i = n\phi\pi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{17,17 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,94 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis**

$$\sum U_i = n\phi\pi = 1 \times 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{17,17 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 5,024} = 2,11MPa$$

$$\tau_{se} = 2,11 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Longueur du scellement droit : (Art.6.1,22/BAEL91)

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

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

$$\tau_{se} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 60 \text{ cm.}$$

### Remarque :

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «pour les aciers H.A égale à 0,4.Ls.

$$L_c = 0,4L_s = 20 \text{ cm.}$$

### ➤ Vérifier Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)**

On doit vérifier que :

$$\frac{2V_u^{max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28} \times 0,9d \cdot b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} \leq 0,4 \frac{0,25 \times 0,9 \times 0,18 \times 1200}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

- ✓ **Appuis de rive :**  $T_{max} = 16,19 < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$  la condition est vérifiée
- ✓ **Appuis intermédiaire :**  $T_{max} = 17,17 < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$  la condition est vérifiée

On constate que l'effort tranchant ( $V_u$ ) n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- **Influence sur les aciers**

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times (V_u + \frac{M_u}{0,9d})}{f_e}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} (17,17 \times 10^3 - \frac{10,84 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = 143,01,00 \text{ mm}^2 = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,01 \geq 1,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures**

### III-2-5-2) Calcul à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont :

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

#### **a) Combinaison de charge :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$

$$q_s = G + Q = (5,28 + 4) \times 0,65 = 6,032 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 8,5332 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,032}{8,5332} = 0,707.$$

**b) Calcul des Moments corrigés :**

➤ **aux appuis :**

✓  $M_a = M_a - 1/3(M_a)$

$M_0 = -8,86 \times 0,707 = -6,26 \text{ KN.m}$

$M_1 = -5,86 \times 0,707 = -4,143 \text{ KN.m}$

$M_2 = -6,98 \times 0,707 = -4,93 \text{ KN.m}$

$M_3 = -6,747 \times 0,707 = -4,77 \text{ KN.m}$

$M_4 = -3,1 \times 0,707 = -2,19 \text{ KN.m}$

➤ **En travées :**

✓  $M(t) = M_t + 1/3(M_t)$

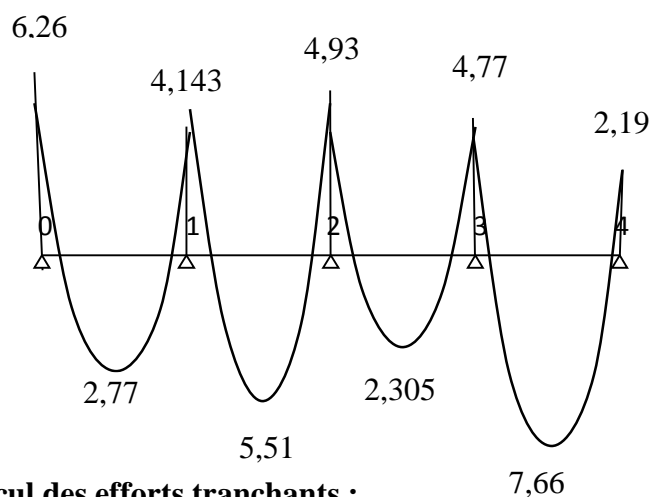
Travée (0-1) =  $3,915 \times 0,707 = 2,77 \text{ KN.m}$

Travée (1-2) =  $7,794 \times 0,707 = 5,51 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) =  $3,26 \times 0,707 = 2,305 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) =  $10,84 \times 0,707 = 7,66 \text{ KN.m}$

**Diagramme des moments fléchissant :**

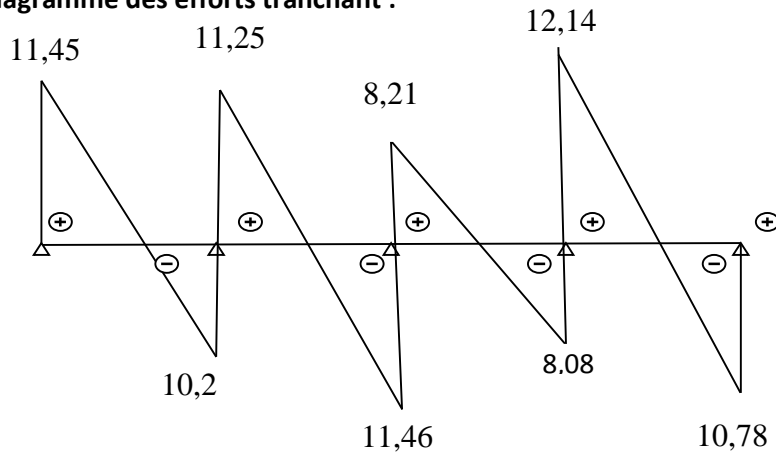


**C) calcul des efforts tranchants :**

$T_s = 0,707 T_u$

Travées	Longueurs (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	T(x) (KN)	
					$T_i$	$T_{i+1}$
0-1	3,6	6,032	-6,26	-4,143	11,45	-10,27
1-2	3,8	6,032	-4,143	-4,93	11,25	-11,46
2-3	2,7	6,032	-4,93	-4,77	8,21	-8,08
3-4	3,8	6,032	-4,77	-2,19	12,14	-10,78

Diagramme des efforts tranchant :



**Conclusion :**

$$M_{st}^{max} = 7,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$V_a^{max} = 12,14 \text{ KN.m}$$

d) Vérification à l'ELS :

➤ *Etat limite de résistance de béton à la compression Art A4.5.2/BAEL99 :*

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

• **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{12 \times 18} = 0,93 \text{ 1} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,8645 \\ k_1 = 21,9 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{6,26 \times 10^3}{0,8645 \times 18 \times 2,01} = 200,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 200,13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{200,13}{21,9} = 9,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,14 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• **En travées :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,837 \\ k_1 = 15,67 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{7,66 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 149,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 149,99 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{149,99}{15,67} = 9,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,57 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

➤ *Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :*

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\}$$

$n = 1,6$  si le diamètre des armatures  $> 6 \text{ mm}$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 201,63 \right\}$$

- $\sigma_s = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 200,13 \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

➤ *Vérification de la flèche :*

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5} \quad \frac{20}{380} = 0,053 > \frac{1}{16} = 0,045 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_s}{10 M_0} \quad \frac{20}{380} = 0,053 \geq \frac{7,66}{15 \times 10,89} = 0,047 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{2,01}{12 \times 18} = 0,0093 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Résumer :**

Le ferrailage adopté pour la poutrelle du plancher de l'étage courante et la terrasse :

- ✓ En travée : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**
- ✓ En appui : **1HA16 = 2,01 cm<sup>2</sup>**
- ✓ At : **2HA6 = 0,56 cm<sup>2</sup>** , avec un espacement **S<sub>t</sub> = 15 cm**

### III-) Introduction

Dans ce chapitre ; on fera l'étude des éléments de bâtiment qui ; contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à la résistance de l'ensemble de la structure peuvent être isolés séparément sous l'effet des surcharge qui leur reviennent.

Le calcul sera fait conformément aux règles de (BAEL 91).

#### III-1) Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité (**étanchéité**) au Niveau de la terrasse ; il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastree au niveau des poutres de rive, il soumit à un effort normal <<G>> son poids propre et un effort latéral <<Q>> dû à la main courante appliquée longitudinalement Provoquant un moment de renversement « M » au niveau de la section d'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries ; pour cela les fissurations sont préjudiciables, Le calcul se fera pour une bande de **1m de longueur** et le ferrailage sera déterminé en flexion composée (N, M)

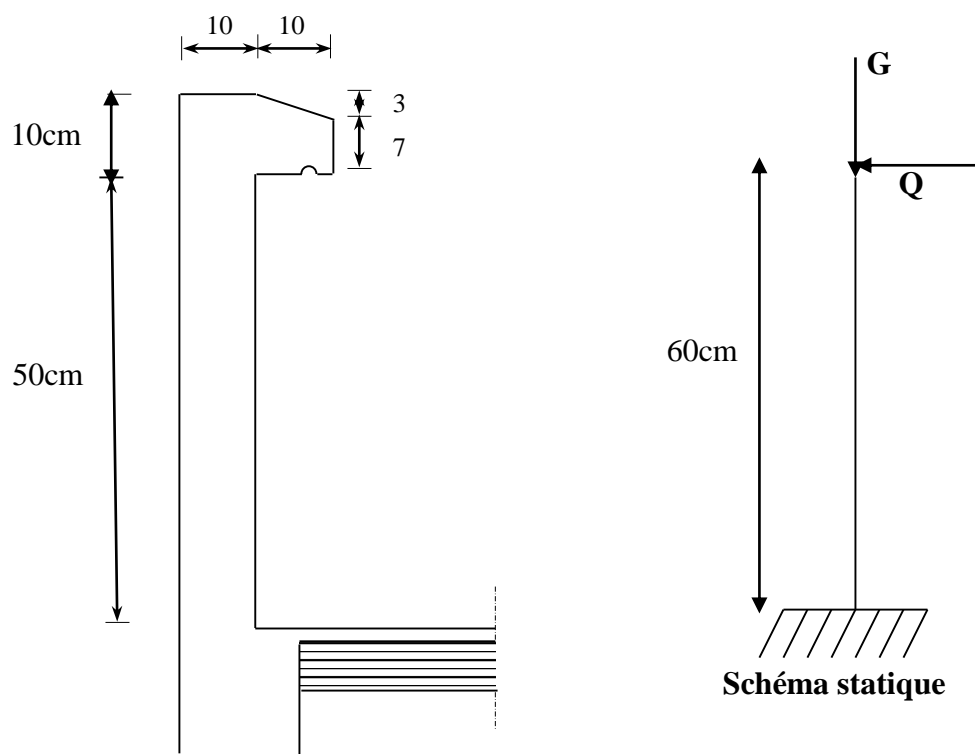


Figure 1 : Coupe verticale de l'acrotère

## Chapitre III : Calcul des éléments

### III-1-1) Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de un mètre de longueur « 1m ».

- Effort normal dû au poids propre

$$G = \rho \cdot S$$

$\rho$  : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \{(0,6 \times 0,1 + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1) / 2\} \times 25 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .
- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :  
 $M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Effort normal dû au poids propre G :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,712 \text{ KN/ml}$

### Combinaison de charge :

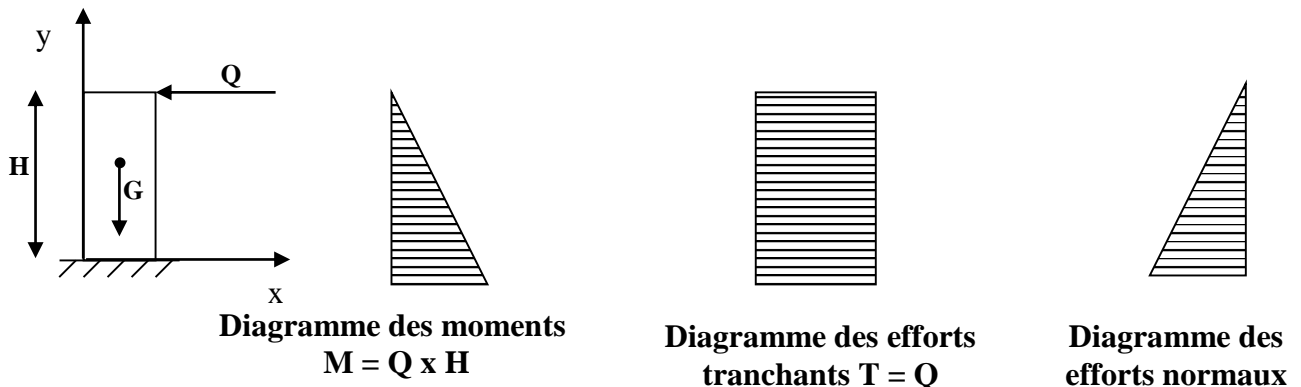
#### A l'ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ (KN)} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ (KN.m)} \\ T_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### A l'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 1,712 \text{ (KN)} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ (KN.m)} \\ T_s = Q = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

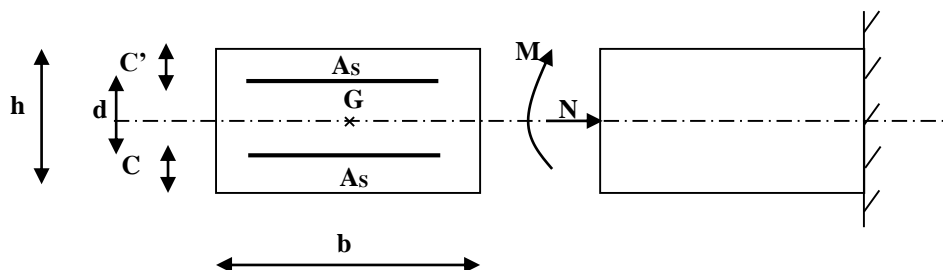
#### a) Schéma statique :



**III-1-2) Ferrailage de l'acrotère**

Le calcul se fera comme une console, en flexion composée qui sera ramenée à une flexion simple, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « $N$ » et un moment de renversement « $M$ ».

• **Calcul de l'excentricité**



**Figure 2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée**

Avec :

$h = 10\text{cm}$  ;  $d = 8\text{cm}$  ;  $c = c' = 2\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$

Avec :

$d = h - c$  : Hauteur utile

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

$e$  : Excentricité.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

➤ **A.N :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,311} = 0,39 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal  $N$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « $M_f$ », puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armature qui sera déterminée en fonction de celle préalablement calculée.

Avec :

$M_u$  : moment dû à la compression.

$N_u$  : effort de compression.

$e_u$  : excentricité.

$\left(\frac{h}{2} - c\right) = y$  : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

**III-1-2-1) Calcul de la section en flexion simple :**

✓ **Le moment fictif  $M_f$  :** est donné par :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,311 \left( \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,969 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment réduit :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,969}{1 \times (0,08)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0107 \Rightarrow \mu_u = 0,0107$$

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

$$\mu_u = 0,0107 \Rightarrow \beta = 0,995$$

• **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,969}{0,995 \times 0,08 \times 348 \times 10^3} = 0,349 \text{ Cm}^2$$

$$A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

**III-1-2-2) Calcul en flexion composée des armatures réels**

**Les armatures réelles :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 3,349 - \frac{2,295 \times 10}{348} = 0,283 \text{ Cm}^2$$

$$A_u = 0,3 \text{ Cm}^2$$

$A_s = 0$  (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

**III-1-3) Vérification à l'ELU**

**Condition de non fragilité du béton**

**La formule est donnée par le BAEL, Art.A.4.21**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28} (e_s - 0,455d)}{f_e (e_s - 0,185d)}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{(35,29 - 0,455 \times 8)}{(35,29 - 0,185 \times 8)} = 0,904 \text{ Cm}^2$$

Avec :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 0,3529 \text{ m} = 35,29 \text{ cm}$ .

### Chapitre III : Calcul des éléments

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

On a  $A_{\min} > A_u$ , donc on adoptera une section de  $A = 0,904\text{cm}^2$ .

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, on adopte alors à la section minimale qui est :

$$A = A_{\min} = 0,904\text{cm}^2.$$

- **Armatures principales**

Soit :  $A = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 100/4 = 25\text{ cm}$ .

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025\text{cm}^2$$

Soit :  $A_r = 3\text{HA}8 = 0,85\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 60/3 - 10 = 17\text{cm}$ .

#### Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1 \times 0,08} = 0,0187\text{MPa}$$
$$T_u = 1,5\text{KN}$$

**Avec :**

$T_u$  : Valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

$b$  : Largeur de la bande considérée.

$d$  : Hauteur utile de la section.

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'après le BAEL 91 Art 5.1.1, elle est vérifiée par la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4\text{MPa}\right\} = \min\{2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}\}$$

$\tau_u = 0,0187 \approx 0,019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL 91, Art 6.1.3]

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{ MPA}$$

$\Psi_s$  ; coefficient de scellement égale à 1,5 pour les HA

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

**Avec :**

$\sum U_i$  ; Sommes des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,05\text{ Cm}$$

$N$  ; Nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,207\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0,207\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \Rightarrow$  La section est vérifiée.

**Ancrages des barres verticales (Art 6.1.21) :**

L'ancrage est définie par sa longueur de scellement droits «  $l_s$  »

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

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

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

La longueur de scellement (Art A.6.1.221 BAEL91) ;

$$l_s = 40 \times \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{cm}$$

**Donc on opte pour  $l_s = 35 \text{cm}$ .**

**Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ .
- **Armatures de répartition :**  $S_t = 17 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ .

⇒ Condition vérifiée

**III-1-4) Vérifications à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (phénomène atmosphérique naturel). Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

- Dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$
- Dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Dans l'acier**

D'après le BAEL, Art 4.5, 32 :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\}$$

**Avec :**

$$f_e = 400 \text{ MPA (Acier FeE400).}$$

$$n = 1,6 \text{ (Barres à haute adhérence).}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \Rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_r}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_r}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{8 \times 100} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow k_1 = 47,5$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 40,56 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_s = \frac{1}{47,5} \times 40,56 = 0,85 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Vérification au flambement :

Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{I_f}{i} = \frac{I_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

$\lambda$  : Elancement de l'élément

$I_f$  : Longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$I$  : moment d'inertie de la section

A : Section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times (0,1)^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_f = 2l_0 = 2H = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,2 \times \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \times 10^{-5}}} = 41,58$$

Vérification à l'élancement

$$\lambda = \max \left[ 50, \min \left( \frac{67 \times e_u}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda \leq \max [50, \min(258,62,100)]$$

$$\lambda \leq \max [50, 100]$$

$\lambda = 41,58 < 100 \rightarrow$  condition est vérifiée, il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement

Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas, zone II, groupe 2  $\Rightarrow A = 0,15$  (RPA 99, tableau 4-1).

$C_P$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

$C_P = 0,8$  car on a un **élément en console** (0,3 pour les autres éléments : murs, cloisons)

$w_P$  : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,712KN.

**D'où :**

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7 = 0,816 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée donc le calcul au séisme n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

- **Armatures principales :**

$$A = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = 3\text{HA}8 = 0,85\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } S_t = 17\text{cm.}$$

**III.4) Les balcons :**

**III.4.1) Calcul des balcons :**

Notre plancher comprend un type du balcon encastré de **2** cotés et de **15cm** d'épaisseur.

❖ **Calcul d'efforts :**

Le calcul d'efforts se fera par l'application de la méthode exposée au BAEL (Annexe E3).

➤ **Principe de la méthode :**

Soit  $L_x$  et  $L_y$  les distances mesurées entre nus d'appuis et  $q$  la charge uniformément répartie par unité de longueur.

-Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.

-Nous définissons  $\alpha = L_x / L_y$  avec :  $L_x < L_y$

- Si  $\alpha < 0.4 \Rightarrow$  panneau travaillant dans un seul sens ( $L_x$ ) .au centre de la dalle :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$M_{0x} = q (L_x)^2 / 8 \quad , \quad M_{0y} = 0.$$

- Si  $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  panneau travaillant dans les deux sens. Au centre de la dalle :

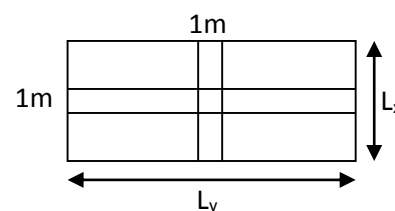
- sens  $L_x \Rightarrow M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2$

- sens  $L_y \Rightarrow M_{0y} = \mu_y M_{0x}.$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de  $\alpha$

et du coefficient de poisson  $\nu$ .

Vérification :  $M_{0y} / M_{0x} \geq 0,25.$



➤ **Application sur le balcon reposant sur 2 appuis :**

• **Calcul de panneau à l'ELU :**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.50\text{m.} \\ L_y = 4\text{m} \end{array} \right\} \quad \alpha = L_x / L_y = 1.5/4 = 0.375 \Rightarrow \alpha \leq 0.4$$

$\Rightarrow$  le panneau travaille dans un seul sens.

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.50\text{m.} \\ L_y = 4,95\text{m} \end{array} \right\} \quad \alpha = L_x / L_y = 1.5/4,95 = 0.303 \Rightarrow \alpha \leq 0.4$$

$\Rightarrow$  le panneau travaille dans un seul sens.

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

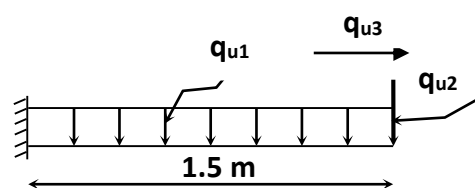
**III.4.2) Dimensionnement de la dalle pleine :**

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

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

**Calcul des efforts :**



**Figure 1 : schéma statique**

➤ **Les charges et les surcharges revenant à la dalle :**

- $G_1 = 5,53\text{ KN/m}^2$
- $Q_1 = 3,5\text{ KN/m}^2$  (donnée par le DTR BC2.2)

➤ **Charge de concentration due au poids du garde-corps :**

Charge du mur en brique creuse + 2 couches d'enduit ciment =  $G_2$

- $G_2 = 0,9 + 2(0,40) \times 1\text{ml} = 1,7\text{ KN/m}^2$ .
- Donc la charge linéaire est :  $G_2 = 1,7 \times 1\text{ml} = 1,7\text{KN/ml}$ .

➤ **Charge horizontale due à la main courante :**

- $Q_2 = N = 1\text{ KN/m}^2$ .
- Donc la charge linéaire est :  $Q_1 = 1 \times 1\text{ml} = 1\text{KN/ml}$ .

**Calcul à l'état limite ultime :**

Le balcon travaille en flexion simple.

**Les combinaisons de charges :**

- **Dalle :**  $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 3.5 = 12.715\text{ KN/ml}$ .
- **Garde-corps :**  $q_{u2} = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.7 = 2.295 \approx 2,3\text{KN/ml}$ . (Avec le garde-corps en B.A)
- **Main courante :**  $q_{u3} = 1.5Q_1 = 1.5 \times 1 = 1.5\text{ KN/ml}$ .

**Calcul des moments sollicitant :**

- **Moment du a la charge ;**  $M_{1u} = (q_{u1}l^2)/2 = 12,715 \times (1,5^2)/2 = 14,30\text{KN.m}$
- **Moment du au poids du garde-corps ;**  $M_{2u} = q_{u1} \times l = 2,3 \times 1,5 = 3,45\text{KN.m}$
- **Moment du à la main courante ;**  $M_{3u} = q_{u2} \times l = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN.m}$

$$\Rightarrow \text{Moment totale : } M_{tu} = M_{1u} + M_{2u} + M_{3u} = 19,25 \text{ KN.m}$$

### III.4.3) Ferrailage à L'ELU :

**Centre de poussée :**

$$e_u = M_u / N_u = 19,25 / (12,715 + 3,45 + 1,5) = 1,09 \text{ m.}$$

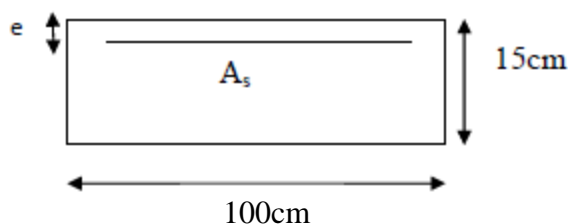
$$h/2 - c = 15/2 - 3 = 4,5 \text{ cm} < e_u$$

$\Rightarrow$  Le centre de poussée se trouve à l'extérieur de la section avec un effort de traction.

$\Rightarrow$  **S.P.C.**

**a) Les armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau d'encastrement, le ferrailage sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion composée.



**Avec :**

$$f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa.} \quad , \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$C = 3 \text{ cm.} \quad , \quad d = 12 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{19,25 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,09414 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,094 \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,25 \times 10^3}{0,951 \times 12 \times 348} = 4,85 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_s = 4,85 \text{ dans le tableau des armatures } \mathbf{6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec un espacement } s_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \text{ donc } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

**b) Les armatures de répartition :**

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

**On adopte 4HA10** →  $A_r = 3,14\text{cm}^2$ .

**Avec;**

Escapement  $St = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$ .

**III.4.4) Les vérifications L'ELU :**

➤ **Condition de non-fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449\text{cm}^2$$

Donc  $A_{\min} = 1,449\text{ cm}^2 < A_s = 6,78\text{ cm}^2 \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

$$VU = q_{uxl} + q_{u1} = 12,715 \times 1,5 + 2,3 = 21,3725\text{KN}$$

**Fissuration peu nuisible :**

**Il faut vérifier cette relation :**

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{ct28}, 4\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{21,3725 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,178\text{MPa}$$

$$\bullet \quad \bar{\tau}_u = \min\left\{\begin{array}{l} 0,1 \times 25 \\ 4\text{MPa} \end{array}\right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,178\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

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

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

Avec :  $\psi_s = 1,5$  pour les aciers HA

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08$$

**Avec :**

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \Sigma U_i} = \frac{21,3725 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 226,08} = 0,875\text{MPa}$$

### Chapitre III : Calcul des éléments

$$\tau_{se} = 0,875MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ La longueur de scellement :

Est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835MPa.$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33mm.$$

⇒  $l_s = 42,33cm > 30cm$  (La longueur de la poutre secondaire) dans laquelle elle sera ancrée.

Donc on optera pour des armatures avec crochets.

Soit des crochets de longueur :

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932cm \quad (\text{Art .A.6.1, 253 BAEL91 modifiée99})$$

**$l_a = 17cm$**

#### ➤ Ecartement des barres :

Armatures principales  $S_t \leq \min \{3h ; 33cm\} = 33cm > S_t = 25cm$

Armatures de répartition  $S_t \leq \min \{4h ; 45cm\} = 45cm > S_t = 25cm$

⇒ La condition est vérifiée.

#### • III.4.5) Calcul à l'état limite de service :

#### ➤ Les combinaisons de charges :

- Dalle :  $q_{s1} = G + Q = 5,53 + 3,5 = 9,03 \text{ KN/ml}$ .
- 
- Garde-corps :  $q_{s2} = G = 1,7 \text{ KN/ml}$ .
- Main courante :  $q_{s3} = Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

#### Calcul des moments sollicitant :

- Moment dû à la charge ;  $M_{1s} = (q_u \cdot l^2) / 2 = 9,03 \times (1,5^2) / 2 = 10,16 \text{ KN.m}$
- Moment dû au poids du garde-corps ;  $M_{2s} = q_{ul} \cdot l = 1,7 \times 1,5 = 2,55 \text{ KN.m}$
- Moment dû à la main courante ;  $M_{3s} = q_{u2s} \cdot l = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \quad \text{Moment totale : } M_{ts} = M_{0s} + M_{1s} + M_{2s} = 13,71 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d-y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 6,78 \times 15(12-y) = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 101,7y - 1220,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 504,403 \quad \Rightarrow y = 4,03\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15XA_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 4,03^3}{3} + 15 \times 6,78(12-4,03)^2 = 8641,77\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13,71 \times 10^2}{8641,77} \times 40,3 = 6,39\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,39\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

➤ **Contrainte dans les aciers (état limite d'ouverture des fissures) :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

La section obtenue à l'ELU est justifié à l'ELS.

• **Les armatures principales :**

$$6\text{HA}12 = 6,78\text{cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 15\text{cm}$$

• **Les armatures de répartition**

$$4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 25\text{cm}.$$



### III -3 Calcul des escaliers :

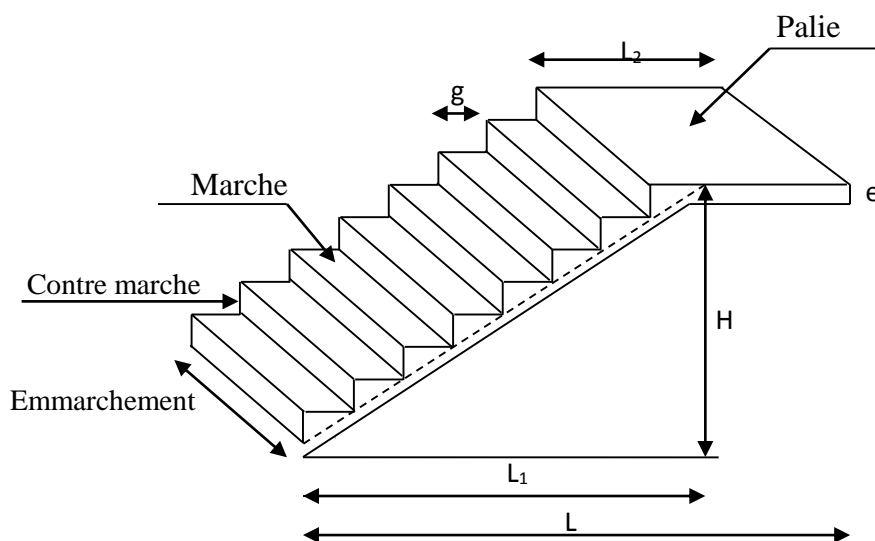
#### III-3-1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

#### ➤ **Caractéristiques dimensionnelles :**

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de **13 à 17 cm**.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

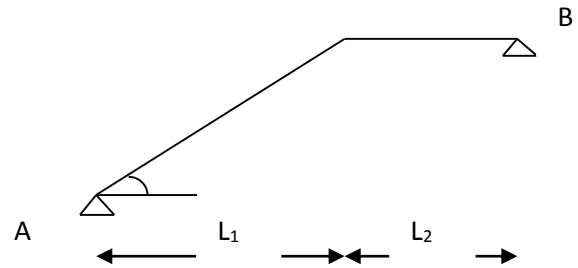


*Figure : Coupe verticale de l'escalier*

**III-3-2) : Calcul de l'escalier de l'étage courant :**

**Notations utilisées :**

- g : giron
- h : hauteur de la contre marche
- $e_p$  : épaisseur de la paillasse.
- H : hauteur de la volée
- L : longueur de la volée projetée



*Figure : Schéma statique de l'escalier*

**a) Dimensionnement :**

➤ **la hauteur des marches :**

Du fait que les deux volées sont identiques, l'étude se portera sur une seule volée.  
Le dimensionnement des marches et contre marches se fait selon la loi de BLONDEL.

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend :  $h=17\text{cm}$  et  $g=28\text{cm}$

➤ **nombre de contre marches :**

Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches  $m = n - 1$

• **Application :**

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

$$H = \frac{he}{2} = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

**b) Vérification de la loi de Blondel :**

$$59\text{cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 28 + 2 \times 17 = 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La longueur de la ligne de foulée : } L = g (n-1) = 28(9-1) = 224\text{cm}$$

c) Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} < e_p < \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,607 \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L}{L_1} = \Rightarrow L_1 = \frac{224}{\cos 31,26} = 262,04\text{cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 = 262,04 + 216 = 478,04\text{cm.}$$

$$\frac{478,04}{30} < e_p < \frac{478,04}{20} \Rightarrow 15,93\text{cm} < e_p < 23,902\text{cm}$$

Donc on prend  $e_p = 18\text{cm}$

**Remarque :**

On adopte la même épaisseur que la paillasse pour le **palier de repos**.

Soit :  $e_p = 18\text{cm}$

**III-3-3) Détermination des charges et surcharges :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

➤ **Palier :**

Désignation	Epaisseur	P (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> x1ml)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Dalle en béton	0.18	25	4.5
			G <sub>T palier</sub> = 5.34KN/ml

**Tableau : Charges permanentes de palier**

➤ **paillasse :**

$$\text{Poids de la paillasse} : G_p = 25 \times \frac{ep}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,18}{\cos 31,26} = 5,26 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des marches} : G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtement carrelage} : 20 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mortier de pose} : 22 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Garde-corps} : 0,2 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 8,425 \text{ KN/m}^2$$

**b) Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

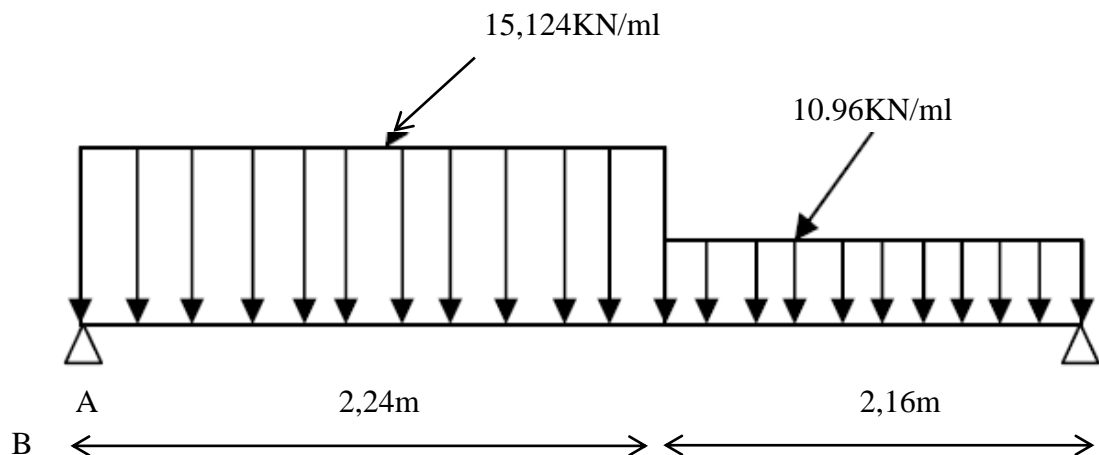
- Palier :  $Q_1 = 2,5 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :  $Q_2 = 2,5 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul à l'ELU :**

➤ **Combinaison de charges :**

- **Palier :**  $qu_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,34 + 1,5 \times 2,5 = 10,96 \text{ KN/ml}$ .
- **Paillasse :**  $qu_2 = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 8,425 + 1,5 \times 2,5 = 15,124 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts internes :**



*Figure : Schéma statique d'escalier*

➤ Réactions d'appuis :

$$\Sigma F = 0.$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 15,124 \times 2,24 + 10,96 \times 2,16 = 57,55 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A =$$

$$\Rightarrow R_B \times 4,4 - 10,96 \times 2,16 \left( \frac{2,16}{2} + 2,24 \right) - 15,124 \times 2,24 \left( \frac{2,24}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 26,49 \text{ KN} \quad , \quad R_A = 31,06 \text{ KN}$$

➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

**a) Efforts tranchants :**

-  $0 \leq x \leq 2,24 \text{ m}$

$$T(x) + 31,06 - 15,124x = 0$$

$$T(x) = 15,124x - 31,06$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = -31,06 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2,24 \rightarrow T(2,24) = 2,82 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 15,124x - 31,06 = 0$$

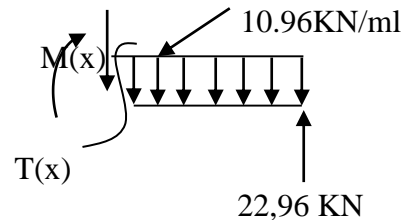
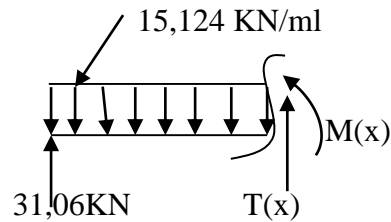
$$x = 2,05 \text{ m}$$

-  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,16 \text{ m}$

$$T(x) + 26,49 - 10,96(x) = 0$$

$$T(x) = 10,96(x) - 26,49$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -26,49 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2,16 \text{ m} \rightarrow T(2,16) = -2,82 \text{ KN} \end{cases}$$



**b) Le moment fléchissant :**

•  $0 \leq x \leq 2,24 \text{ m}$

$$M(x) - 31,06x + 15,124 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 31,06x - 15,124 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 2,24 \text{ m} \rightarrow M(2,24) = 31,63 \text{ KN m} \end{cases}$$

Le moment max :

$$x = 2,05 \text{ m} \quad M(2,05) = 31,89 \text{ KN m}$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 2.16\text{m}$

$$M(x) - 26,49x + 10,96 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 26,49x - 10,96 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} & M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 2.16 \text{ m} & M(2,16) = 31,65 \text{ KN m} \end{cases}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des Coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 31,65 = 27,11 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{app}} = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 31,65 = -9,567 \text{ KN m}$$

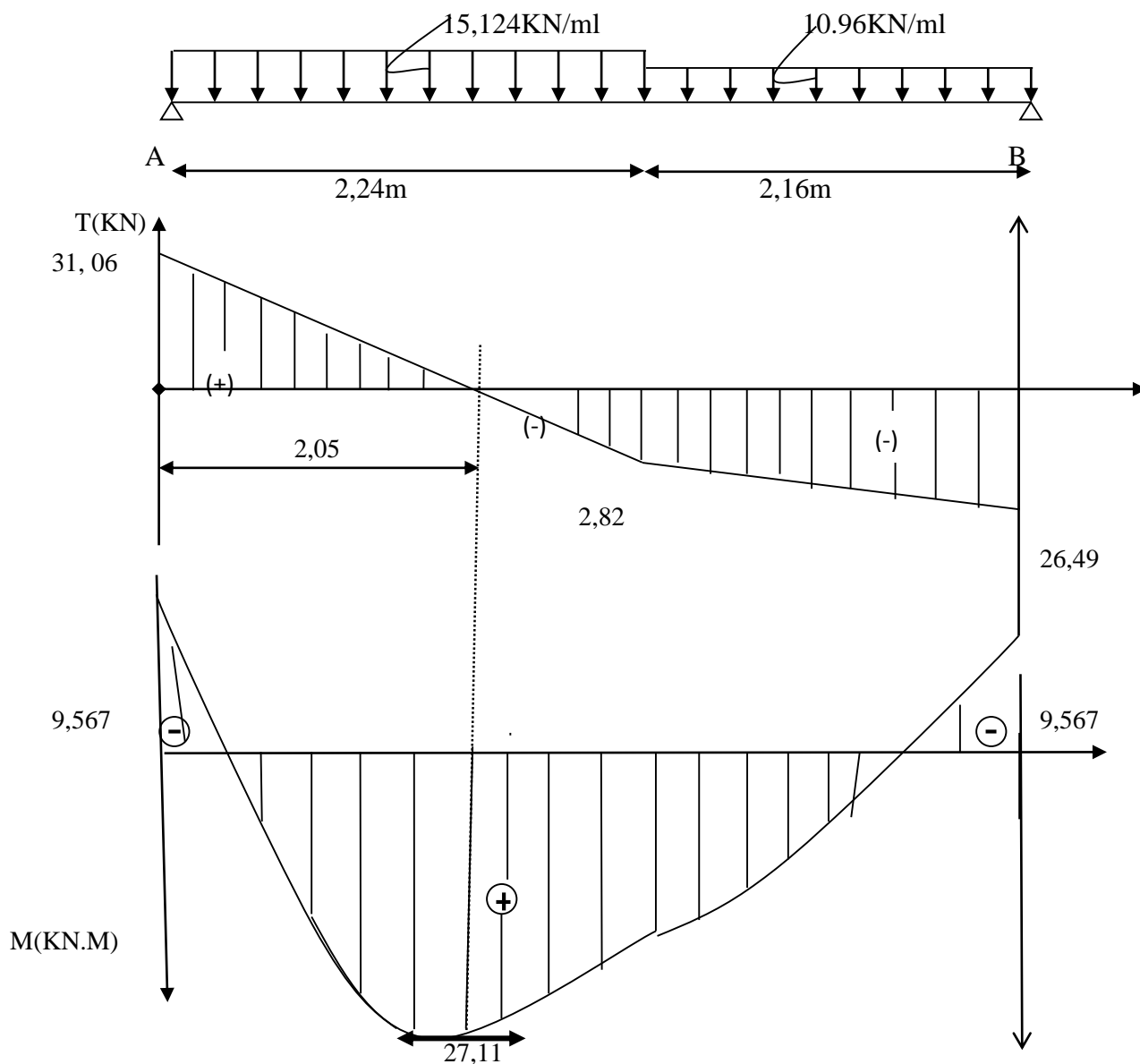
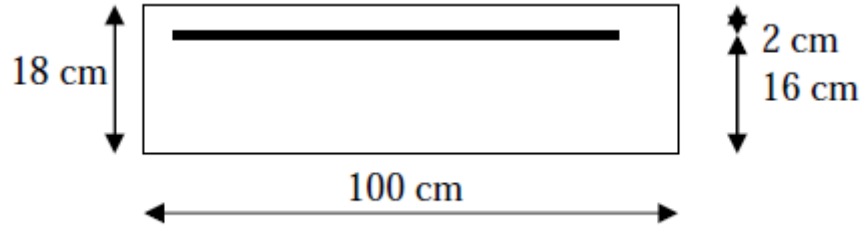


Figure : 4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

**III-3-4) Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement, soumise à la flexion simple.



➤ **En travée :**

$$M_{tu} = 27,11 \text{ kN}$$

**a) Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27,11 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,0746 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0746 \Rightarrow \beta = 0,961$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{27,11 \times 1000}{0,961 \times 16 \times 348} = 5,07 \text{ cm}^2$$

Soit  $A = 4\text{HA}14 = 6,15 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Soit  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **aux appuis :**

**a) Armatures principales :**

$$M_{au} = 9,567 \text{ kN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{cb}} = \frac{9,567 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9,567 \times 1000}{0,987 \times 16 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Soit  $A = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2,01cm<sup>2</sup> avec un espacement **S<sub>t</sub>=25cm.**

➤ **Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 /BAEL91)**

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

- **Armatures principales :**  $e \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$   
 Travée : e=25cm  $\longrightarrow$  condition vérifiée  
 Appuis : e = 25 cm  $\longrightarrow$  condition vérifiée
- **Armatures de répartition**  $e \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$   
 Travée : e=25cm  $\longrightarrow$  condition vérifiée  
 Appuis : e = 25 cm  $\longrightarrow$  condition vérifiée

**III-3-5) Les vérifications à l'ELU :**

➤ **Vérification du non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93\text{cm}^2$$

a) **En travée**  $A_t = 6,15\text{cm}^2 > A_{\min}$   $\longrightarrow$  condition vérifiée.

b) **Aux appuis :**  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$   $\longrightarrow$  condition vérifiée

➤ **Vérification de contrainte tangentielle :**

[Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99 ]

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal

$$T_u = 31,06\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{31,06 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,194\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,194 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{3,33; 5\text{MPa}\}$$

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

$$\tau_u = 0,194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**

(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 31,06 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,16 \times 1 = 960 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

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

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

Avec :

$\psi = 1,5$  pour les aciers HA

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{31,06 \times 10^3}{0,9 \cdot 160 \times 14 \times 3,14 \times 4} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm.}$$

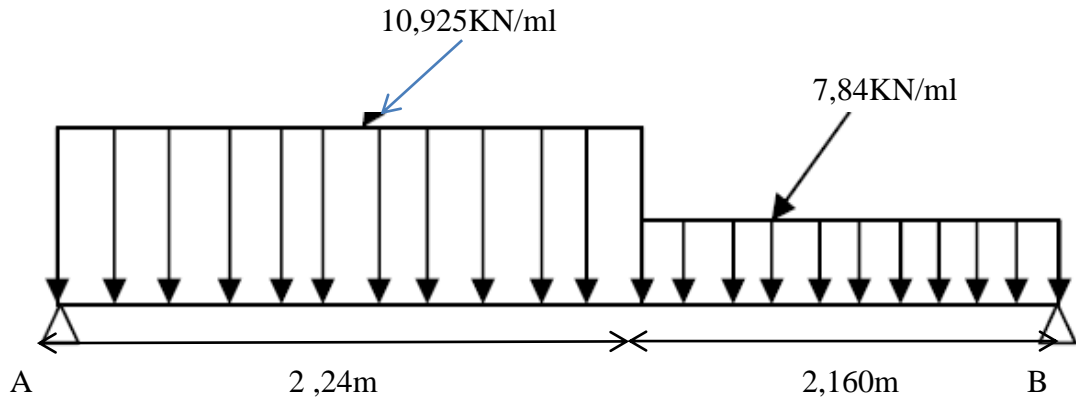
**III-3-6) Calcul à l'ELS :**

➤ **Combinaison de charges :**

**Palier :**  $q_{u1} = G + Q = 5,34 + 2,5 = 7,84 \text{ KN/ml}$ .

**Pailasse :**  $q_{u2} = G + Q = 8,425 + 2,5 = 10,925 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts internes :**



**Fig : schéma statique d'escalier**

➤ **Réactions d'appuis :**

$\Sigma F = 0$ .

$\Rightarrow R_A + R_B = 10,925 \times 2,24 + 7,84 \times 2,160 = 41,41 \text{ KN}$

$\Sigma M/A = 0$

$\Rightarrow R_B \times 4,4 - 7,84 \times 2,16 \left( \frac{2,16}{2} + 2,24 \right) - 10,925 \times 2,24 \left( \frac{2,24}{2} \right) = 0$

$R_B = 19,01 \text{ KN}$

$R_A = 22,4 \text{ KN}$

➤ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

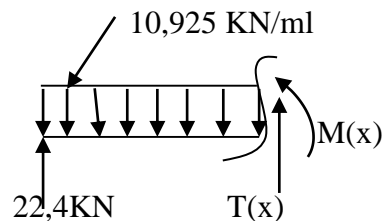
**a) Efforts tranchants :**

-  $0 \leq x \leq 2,24 \text{ m}$

$T(x) + 22,4 - 10,925X = 0$

$T(x) = 10,925X - 22,4$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = -22,4 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2,24 \rightarrow T(2,24) = 2,072 \text{ KN} \end{array} \right.$



$$T(x) = 0 \rightarrow 10,925x - 22,4 = 0$$

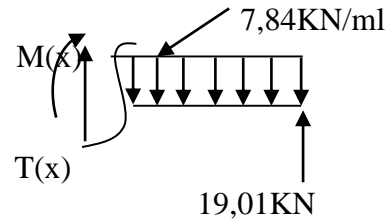
$$x = 2,05\text{m}$$

-  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,16 \text{ m}$

$$T(x) + 19,01 - 7,84(x) = 0$$

$$T(x) = 7,84(x) - 19,01$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \quad \rightarrow T(0) = -19,01 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2,16 \text{ m} \quad \rightarrow T(2,16) = -2,0756 \text{ KN} \end{array} \right.$$



**b) Le moment fléchissant :**

•  $0 \leq x \leq 2,24\text{m}$

$$M(x) - 22,4x + 10,925x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 22,4x - 10,925 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$

Pour  $x = 2,24\text{m} \rightarrow M(2,24) = 22,77 \text{ KN m}$

Le moment max :

$x = 2,05 \text{ m} \quad M(2,05) = 22,96 \text{ KN m}$

•  $0 \text{ m} \leq x \leq 2,16\text{m}$

$$M(x) - 19,01x + 7,84 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 19,01x - 7,84 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x = 0 \text{ m} \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$

Pour  $x = 2,16 \text{ m} \quad M(2,16) = 22,77 \text{ KN m}$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des Coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 22,96 = 19,516 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 22,96 = -6,888 \text{ KN m}$$

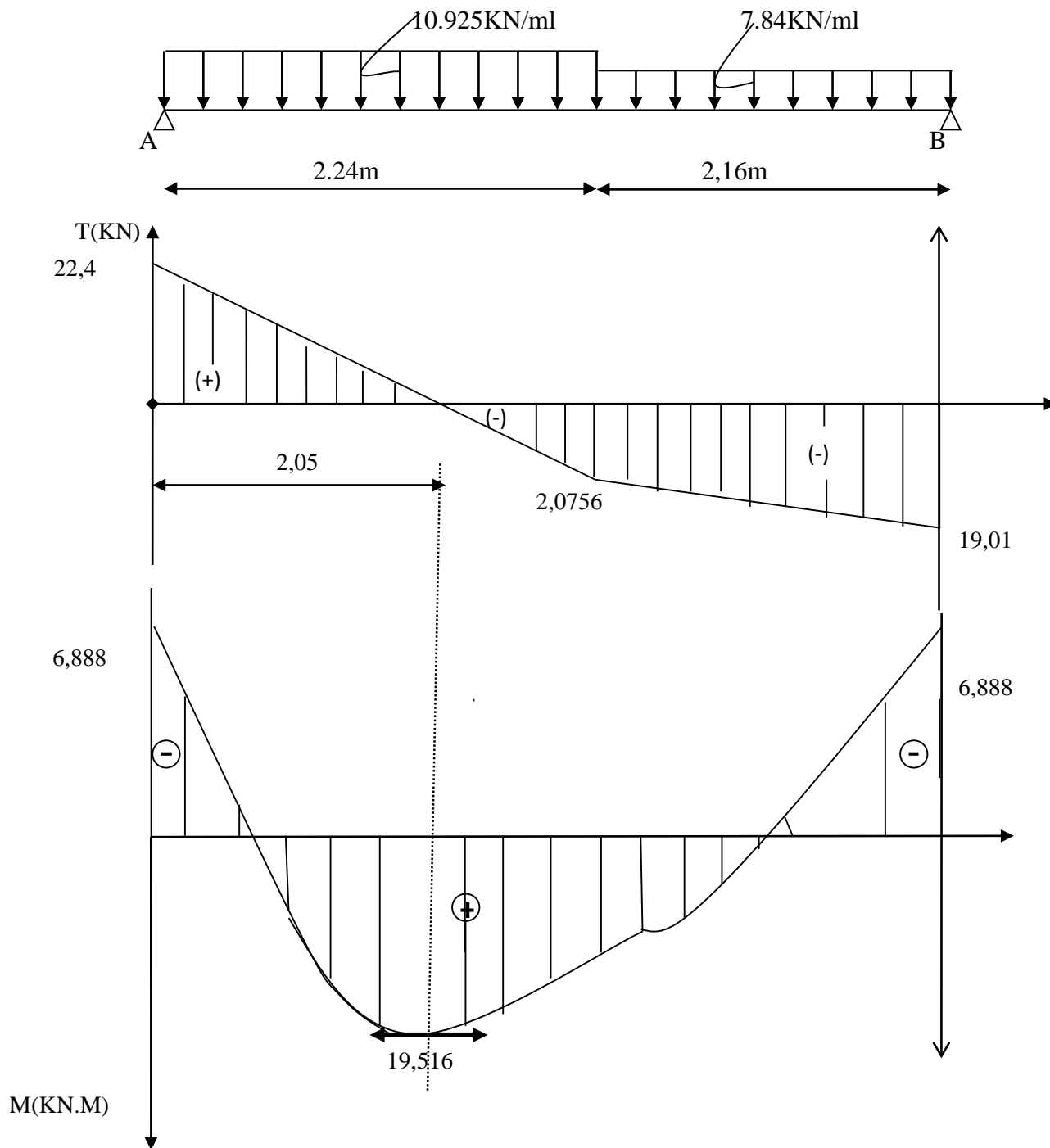


Figure : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

**III-3-6) Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite de résistance de béton à la compression :**

(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **en travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 16} = 0,384 \implies K_1 = 37,355 \text{ et } \beta_1 = 0,9045$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{19,516 \times 10^3}{0,9045 \times 16 \times 6,15} = 219,27 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{219,27}{37,355} = 5,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,196 \implies K_1 = 54,44 \text{ et } \beta_1 = 0,928$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,888 \times 10^3}{0,928 \times 16 \times 3,14} = 147,74 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{147,74}{54,44} = 2,714 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots$$

**vérifiée**

➤ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Avec :**

**h** : hauteur totale (18 cm)

**L** : portée entre nus d'appuis (L = 4,4 m) ;

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée (M<sub>t</sub> = 19,516KN.m) .

**M<sub>0</sub>** : moment max de la travée isostatique

**A** : section des armatures

**b** : largeur de la section

**d** : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{440} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc, le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{5 M_s \times L^4}{348 \times E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : E<sub>v</sub> : module de déformation différé.

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

I<sub>0</sub> : moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section

**Moment statique de la section homogénéisé :**

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 18 + 15 \times 6,15 = 1892,25 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{b h^2}{2} + 15 (A_1 C_1)$$

$$S = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 (6,15 \cdot 2) = 16384,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{16384,5}{1892,25} = 8,66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 8,66 = 9,34 \text{ cm}$$

**-Moment d'inertie de la section homogénéisé :**

$$I_0 = (b/3) (V_1^3 + V_2^3) + 15 [ A_1 (V_1 \cdot C_1)^2 + A_2 (V_2 \cdot C_2)^2 ] .$$

$$I_0 = (100/3) (8,66^3 + 9,34^3) + 15 [ 6,15 (8,66-2)^2 + 0 ] = 52899,88 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5q_s L^4}{384E_v I_0} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} E_v = 1081886 \text{ MPa} \\ q_s = \max(7,84 ; 10,925) = 10,925 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$f = \frac{5 \times 10,925 \times 10^4 \times 4,40^4}{384 \times 10^2 \times 1081886 \times 52899,88} = 0,0009 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm.}$$

$$f = 0,0009 < \bar{f} = 0,7 \text{ cm.} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

➤ **En travée :**

$$A_p = 4 \text{ HA } 14 \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$A_r = 4 \text{ HA } 8 \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_p = 4 \text{ HA } 10 \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$A_r = 4 \text{ HA } 8 \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$



## CALCUL DES ELEMENTS

### III-5) Etude De La Poutre De Chainage :

#### III-5-1) Introduction :

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

#### III-5-2) Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

La hauteur :

$$L_{\max}=495-30=465\text{cm.}$$

- **La hauteur de poutre :**

$$\frac{465}{15} \leq h_p \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \leq h_t \leq 46,5 \text{ cm}$$

On apte pour  $h_t = 35\text{cm}$

- **La largeur de la Poutre :**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28\text{cm}$$

On opte pour :  $b = 30\text{cm}$ .

#### Vérification de la condition a RPA :

- $b=30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$
- $h=35\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b=1,33 \leq 4$

$\Rightarrow$  toutes les conditions sont vérifiées

Section adoptée :  $\Rightarrow (35 \times 30) \text{ cm}^2$

#### a) Calcul des efforts :

- $G_p = b \times h \times \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$
- $G_{\text{mur ex}} = G_m \times (h_e - h_{pl}) = 2,6(3,06 - 0,2) = 7,436 \text{ KN/m}$
- $G_{\text{planc}} = G_{pl} \times \frac{0,65}{2} = 5,28 \times 0,65 / 2 = 1,716 \text{ KN/m}$ .
- $G_t = 2,625 + 7,436 + 1,716 = 11,777 \text{ KN/m}$
- $Q = 3,5 \times 0,65 / 2 = 1,14 \text{ KN/m}$  (donnée par le DTR BC2.2)

$G_t = 11,777 \text{ KN/m}$  et  $Q = 1,14 \text{ KN/m}$

#### Les combinaisons de charges :

##### ➤ L'ELU

- Dalle :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 11,777 + 1.5 \times 1,14 = 17,61 \text{ KN/ml}$ .

##### ➤ L'ELS

- Dalle :  $q_s = G + Q = 11,777 + 1,14 = 12,92 \text{ KN/ml}$ .



*schéma statique de la poutre*

## CALCUL DES ELEMENTS

b) Calcul des moments sollicitant :

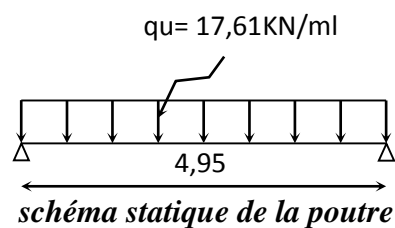
➤ L'ELU

$$M_t = 0,85 \times \frac{Q_u \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{17,61 \times 4,65^2}{8} = 40,46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times \frac{17,61 \times 4,65^2}{8} = 14,28 \text{ KN.m}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{17,61 \times 4,65}{2} = 40,94 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 40,94 \text{ KN.m}$$



III-5-3) Ferraillage à L'ELU :

➤ En travées

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{40,46 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,087 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,087 \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40,46 \times 10^3}{0,954 \times 33 \times 348} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_s = 3,69 \text{ cm}^2 \text{ dans le tableau des armatures } \mathbf{3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14,28 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,69 \times 10^3}{0,984 \times 33 \times 348} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_s = 1,3 \text{ cm}^2 \text{ dans le tableau des armatures } \mathbf{3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

III-5-3) Les vérifications à L'ELU :

➤ Condition de non-fragilités:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

## CALCUL DES ELEMENTS

### ➤ Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier cette relation

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

### ➤ Fissuration préjudiciable :

Il faut vérifier cette relation :

- $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}, 4MPa\}$

$$\tau_u = \frac{40,94 \times 10}{35 \times 30} = 0,4MPa.$$

- $\bar{\tau}_u = \min\left\{\begin{matrix} 0,15 \times 25 \\ 4MPa \end{matrix}\right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5MPa$

$$\tau_u = 0,4MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### ➤ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

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

Avec :  $\psi_s = 1,5$  pour les aciers HA

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304$$

**Avec :**

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{40,94 \times 10}{0,9 \times 33 \times 11,304} = 1,22MPa$$

$$\tau_{se} = 1,22MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### ➤ Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38cm$$

**Avec :**

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

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

## CALCUL DES ELEMENTS

$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm.}$

➤ **Vérifier Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)**

On doit vérifier que

$$\frac{2V_u^{max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28} \times 0,9d \cdot b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} = 40,94 \leq 0,4 \frac{0,25 \times 0,9 \times 0,38 \times 3000}{1,5} = 68,4 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 40,94 \leq 68,4 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

On constate que l'effort tranchant ( $V_u$ ) n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- **Influence sur les aciers**

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times (V_u + \frac{M_u}{0,9d})}{f_e}$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times (\frac{14,28 \times 10^6}{0,9 \times 330}) + 40,94}{400} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \geq 1,4 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures supérieure

➤ **Calcul des armatures transversales (Art A 7.2.2/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1, 2 \right\} = \min \{ 1; 3; 1, 2 \} \quad \text{soit } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\emptyset_t = 1 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0,9 \times 33; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29,7; 40 \text{ cm} \} \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{1 \times 400}{25 \times 30} = 0,53 \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

➤ **Espacement des barres : d'après le RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier :**

- **Sur appuis :**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset \right\} = \{ 8,75; 12 \} \quad \Rightarrow \quad \text{soit } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **En travée :**

$$e \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{soit : } e = S_t = 15 \text{ cm.}$$

## CALCUL DES ELEMENTS

### III-5-3) Vérification à l'ELS :

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 11,777 + 1,14 = 12,92 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_s^{max} = \frac{Q_s \times l^2}{8} = \frac{12,92 \times 4,65^2}{8} = 34,91 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sollicitant :

$$M_{st} = 0,85 \times \frac{Q_s \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{12,92 \times 4,65^2}{8} = 29,675 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times \frac{12,92 \times 4,65^2}{8} = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q_s \times l}{2} = \frac{12,92 \times 4,65}{2} = 30,03 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 30,03 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de résistance de béton à la compression Art A4.5.2/BAEL99 :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

• Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ k_1 = 39,95 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{10,47 \times 10^3}{0,908 \times 33 \times 3,39} = 103,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{103,07}{39,95} = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,58 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

• En travées :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 32,5} = 0,47 = 0,466 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,8965 \\ k_1 = 33,31 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{29,675 \times 10^3}{0,8965 \times 32,5 \times 4,62} = 217,11$$

$$\sigma_{st} = 217,11 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

## CALCUL DES ELEMENTS

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{217,11}{33,31} = 6,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier .}$$

### ➤ Vérification de la flèche

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{35}{465} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \quad \frac{35}{465} = 0,075 \geq \frac{29,675}{10 \times 34,91} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifié}$$

Le calcul de la flèche est nécessaire ;

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E_v I} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$Q_s = 12,92 \text{ KN/m}^2$$

$E_v$  = Module de déformation différé

$I$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$  ; Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = -\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = -\frac{30 \times 35^2}{2} + 15 \times 33 \times 4,62 = 2286,9 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 30 \times 35 + 15 \times 4,62 = 1119,3 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{2286,9}{1119,3} = 2,04 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = 35 - 2,04 = 32,96 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{30}{3} (2,04^3 + 32,96^3) + 15 \times 4,62 (32,96 - 2)^2 = 424575,25$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \frac{12,92 \times 10^4 \times 4,65^4}{10818,86 \times 424575,25} = 0,0017 \text{ m} = 0,17 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{465}{500} = 0,93 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CALCUL DES ELEMENTS

### Résumer :

Section adoptée chaînage  $\Rightarrow (35 \times 30) \text{ cm}^2$

➤ Ferrailage adopté :

- Aux appuis  $\Rightarrow 3\text{HA}12 \Rightarrow A_a = 3,39\text{cm}^2$ .
- En travées  $\Rightarrow 3\text{HA}14 \Rightarrow A_t = 4,62\text{cm}^2$ .
- $L_c = 19,752 \text{ cm}$ .
- $L_s = 49,38 \text{ cm}$ .

**III-6) Calcul de la poutre palière :**

**III-6-1) Introduction :**

La poutre palière est encadrée à ses extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

**a) pré dimensionnement :**

**Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \leq h \leq 27 \text{ cm.}$$

Selon RPA99 modifié 2003  $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$  on prend  $h_t = 30[\text{cm}]$

**Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25[\text{cm}]$$

Donc la poutre palière aura pour dimension  $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

**b) charge revenant à la poutre :**

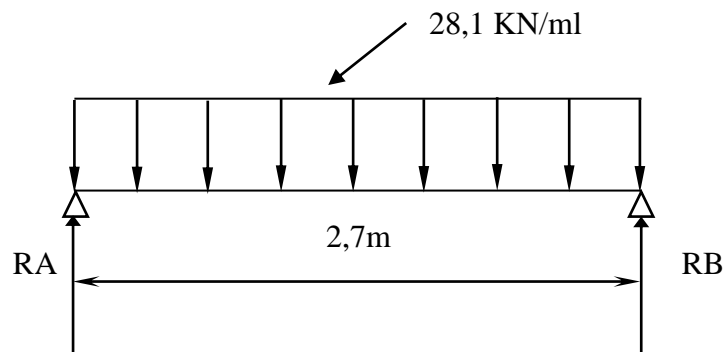
Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875\text{KN} / \text{ml.}$

Poids du mur extérieur :  $2,6 \times (3,06 - 0,2) = 7,436 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier : on prend le cas le plus défavorable :

ELU: 31, 06 KN/ml.

ELS: 22, 4 KN/ml.



*Schéma statique de la poutre*

**III-6-2) A l'ELU :**

**a) Calcul du moment et l'effort :**

$$q_u = (1,875 + 7,436) \times 1,35 + \frac{2 \times 31,06}{4} = 28,1 \text{ KN/ml.}$$

**b) Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{28,1 \times (2,7)^2}{8} = 25,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 25,61 \text{ KN.m.}$$

**c) L'effort tranchant :**

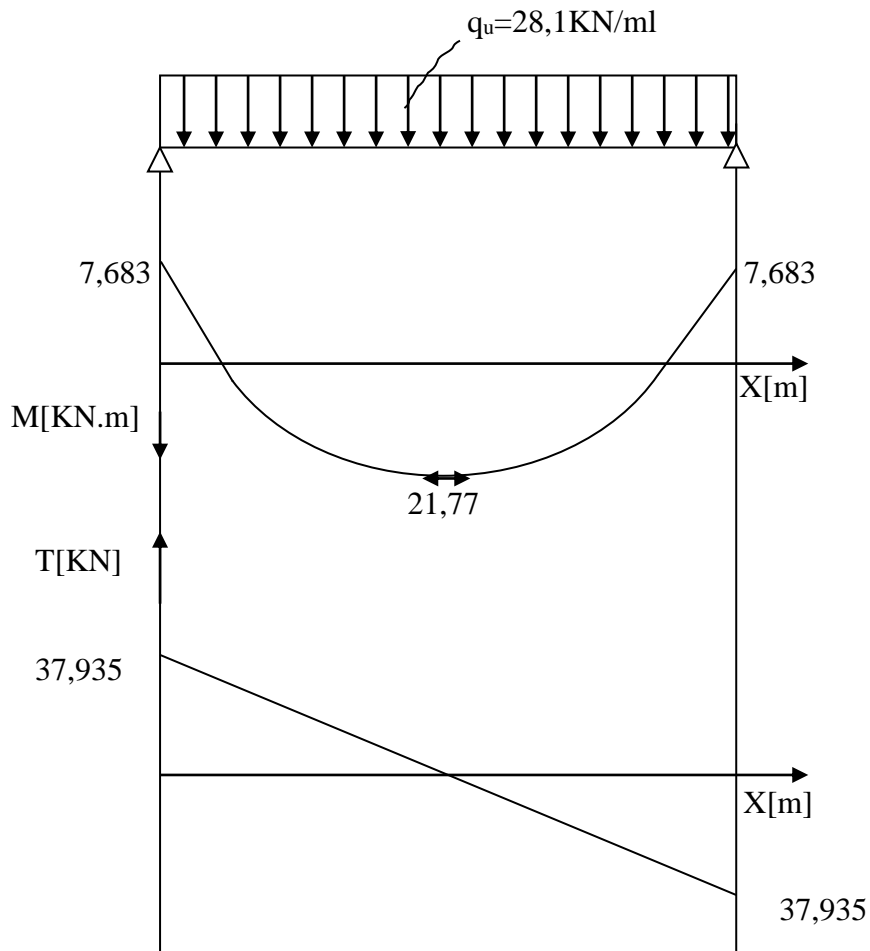
$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{28,1 \times (2,7)}{2} = 37,935 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effort de semi encastrement on aura.

$$M_{uapp} = (-0,3) M_0 = -7,683 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = (0,85) M_0 = 21,77 \text{ KN.m}$$

**Diagramme M et de T :**



**Diagramme M et de T :**

**III-6-2) Ferrailage :**

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,77 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,078 \quad (\mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA)$$

tableau

$$\mu_b = 0,078 \longrightarrow \beta = 0,959.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21,77 \times 10^3}{0,959 \times 28 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3HA12=3,39cm<sup>2</sup>.

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,683 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,028 \quad (0,392 = \mu_R \Rightarrow SSA)$$

$$\mu_b = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986.$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,683 \times 10^3}{0,986 \times 28 \times 348} = 0,799 \text{ cm}^2.$$

Soit : A<sub>app</sub>=3HA10=2,35 cm<sup>2</sup>.

**III-6-3) Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_{ua} = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,799 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Condition de l'effort tranchant : (fissuration peu nuisible)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37,935 \times 10}{25 \times 28} = 0,542 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

• **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq 1.15 \left( V_u + \frac{M_a}{a} \right) / f_e = 1.15 \left( 37,935 \times 100 - \frac{7,683 \times 10^3}{0.9 \times 28} \right) / 4000 = 1,003 \text{ cm}^2$$

$$1,003 \text{ cm}^2 < A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

• **Influence sur béton :**

$$V_u \leq 0,4b \times 0,9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 420 \text{ KN}$$

$$V_u = 37,935 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérfifié}$$

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,935 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 1,6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0,6\psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{ mm} = 42,33 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $0,4l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$ .

On prend :

**Lc=17cm**

➤ **les armatures transversales (BAEL91Art722) :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12, 8,57, 25 \} = 8,57 \text{ mm. } \Phi_t \leq 8,57 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec :}$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$\Phi_t$  : Diamètre minimum des armatures tendues du 1<sup>er</sup> lit maintenues par cadres.

On prend  $\Phi = 8 \text{ mm}$ .

**a) Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.) on obtient ce qui suit :

**Aux appuis :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 0,8\right) = 7,5\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 7,5\text{cm}$

• **En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}.$$

**Remarque :** les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement

**III-6-4) Vérification à l'ELS :**

Après les différentes étapes de calcul, comme al' ELU on aura :

$$q_s = (1,875 + 7,436) + \frac{2 \times 22,4}{4} = 20,511\text{KN/ml}.$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{(20,511)(2,7)^2}{8} = 18,69\text{KN.m}.$$

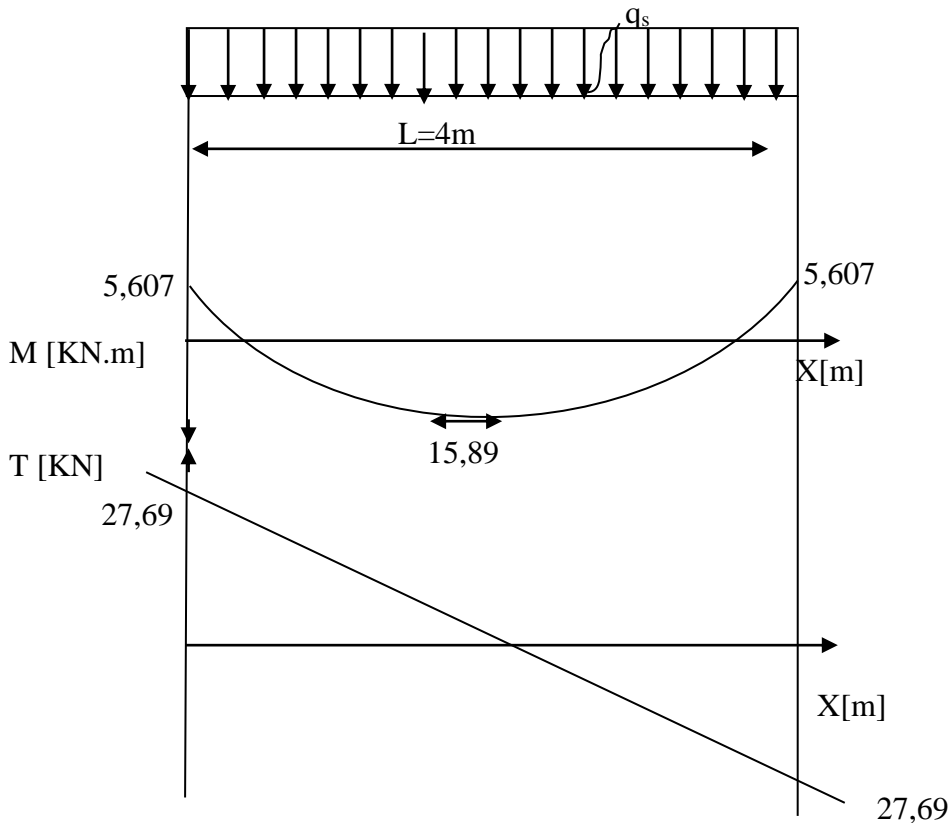
$$\text{L'effort tranchant : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{(20,511)(2,7)}{2} = 27,69\text{KN}.$$

Etant donne l'effet de semi encastrement :

$$M_{\text{sapp}} = (-0,3) M_{0s} = -5,607\text{KN.m}.$$

$$M_{\text{st}} = (0,85) M_{0s} = 15,89\text{KN.m}$$

**Diagramme des sollicitations à l'ELS :**



➤ **vérification des contraintes :**

**1) état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 15MPa.$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{app}}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,335 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.910 \\ K = \frac{1}{40,56} = 0.024 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{uapp}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{7,683 \times 10^3}{0,910 \times 28 \times 2,35} = 128,31 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0.03 \times 128,31 = 3,85 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 3,85 < 15MPa \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

• **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K = 0.031 \end{cases}$$

$$\sigma_s = 256,26 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 256,26 = 7,69 [MPa] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 [MPa]. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **état limite d'ouverture des fissures (BAEL91.ArtB.6.3) :**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier car la fissuration est peu nuisible.

➤ **état limite de déformation :**

Pour dispenser de calcul de la flèche on vérifie.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{30}{400} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.11 < \frac{M_t}{10 \times M_s} = \frac{21,77}{10 \times 15,89} = 0.137 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

**Conclusion :**

• **En travée :**

$$3HA12=3,39cm^2 \quad \text{avec : } S_t = 15cm.$$

• **Aux appuis :**

$$3HA10=2,35 cm^2 \quad \text{avec : } S_t = 7,5 cm$$

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

### IV) MODELISATION DE LA STRUCTURE

#### IV-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme et sa réponse au mouvement applique 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 la déformation et les contraintes développées dans la structure.

#### IV-2 ) Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

#### IV-3) Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse dynamique et visualisation des résultats.

#### IV-a ) Introduction de la géométrie de la structure

Après avoir lancé l'application ETABS non linéaire version 9.1.4 on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler

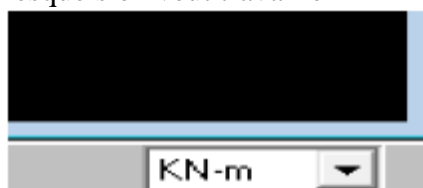


fig IV-1-a

Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**

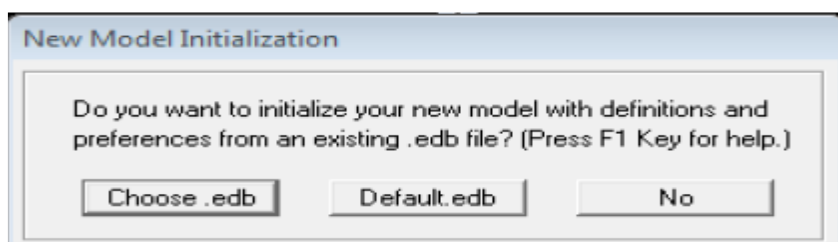


Fig IV-2-a) Nouveau modèle pour la forme initiale

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

On clique sur **Default.edb**

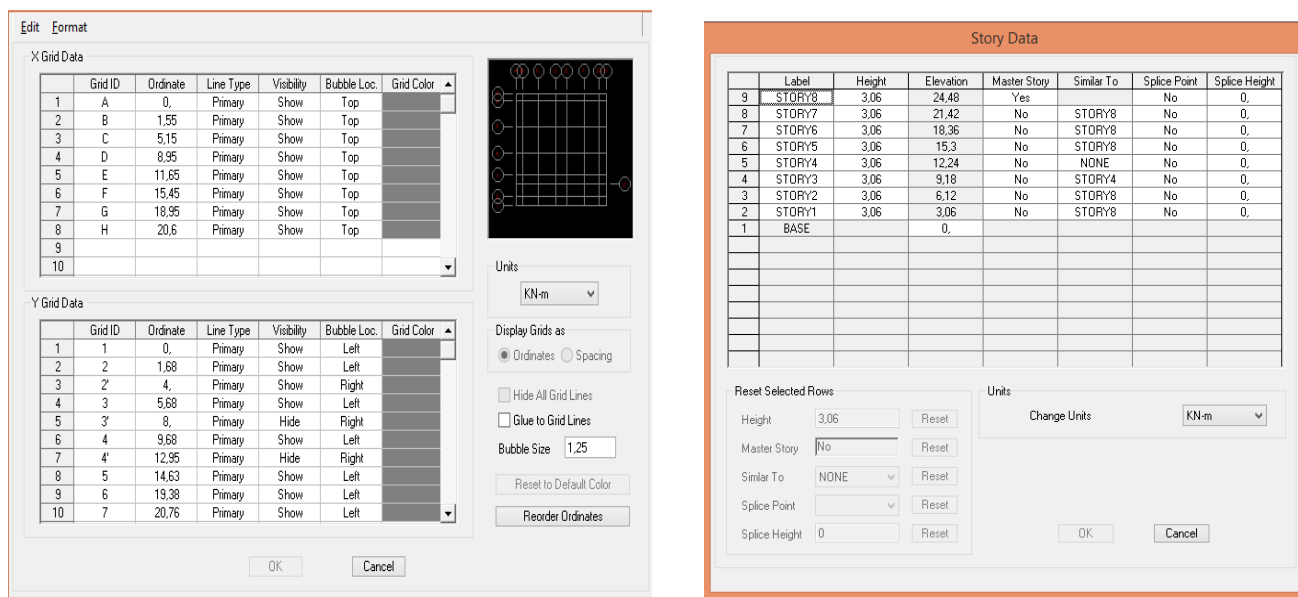


Fig IV-3-a) Le système grille plan et définition des niveaux

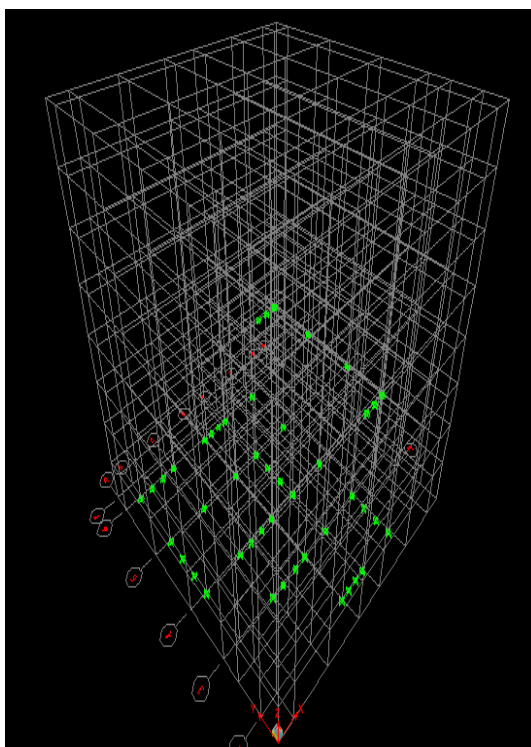


Fig IV-4-a) La forme initiale de l'ossature en 3D avec un système de grilles

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

**Vérification des dimensions : cliquer sur cette l'icône**  
**Ou bien : View → set building view options**

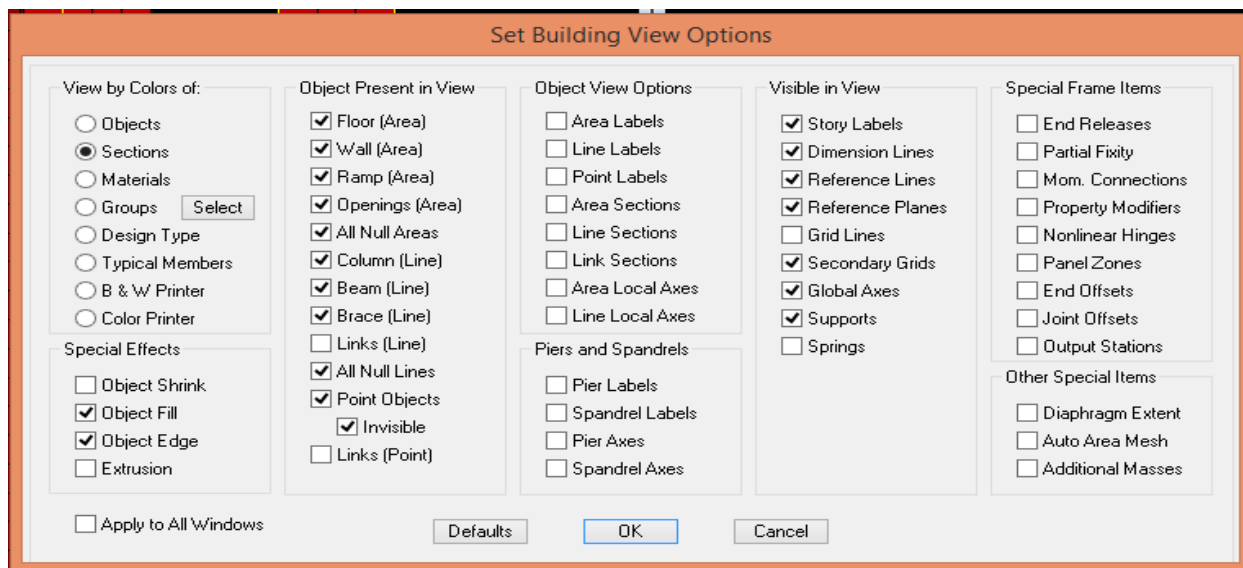


Fig IV-5-a) Vérification des dimensions

### IV-b) Définition des propriétés mécaniques des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis  
 On clique sur **Modify/Show System.**

Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

#### Le béton :

- **Masse per unit volume** (masse volumique béton) : **2,5KN/m<sup>3</sup>**
- **Weight per unit volume** (Poids volumique béton) : **25 KN/m<sup>3</sup>**
- **Modulus of Elasticity** (Module de Young) : **32164200 KN/m<sup>2</sup>**
- **Poisson's ratio** (Module de poisson) : **0,2**
- **Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression) : **25000 KN/m<sup>2</sup>**
- **Bending Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers long.) : **400000 KN/m<sup>2</sup>**
- **Shear Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers trans.) : **400000 KN/m<sup>2</sup>**

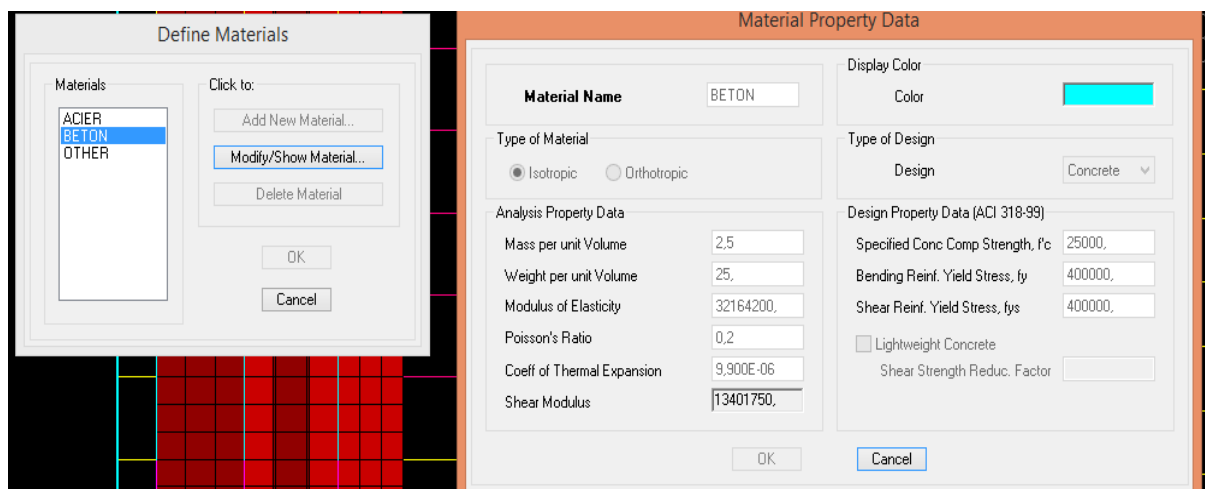


Fig. IV-1-b) : Propriétés des matériaux.

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

### IV-c) Les éléments de type frame (poutres, poteaux et poutres paliers) :

#### a) les poutres :

define frame section Add new section

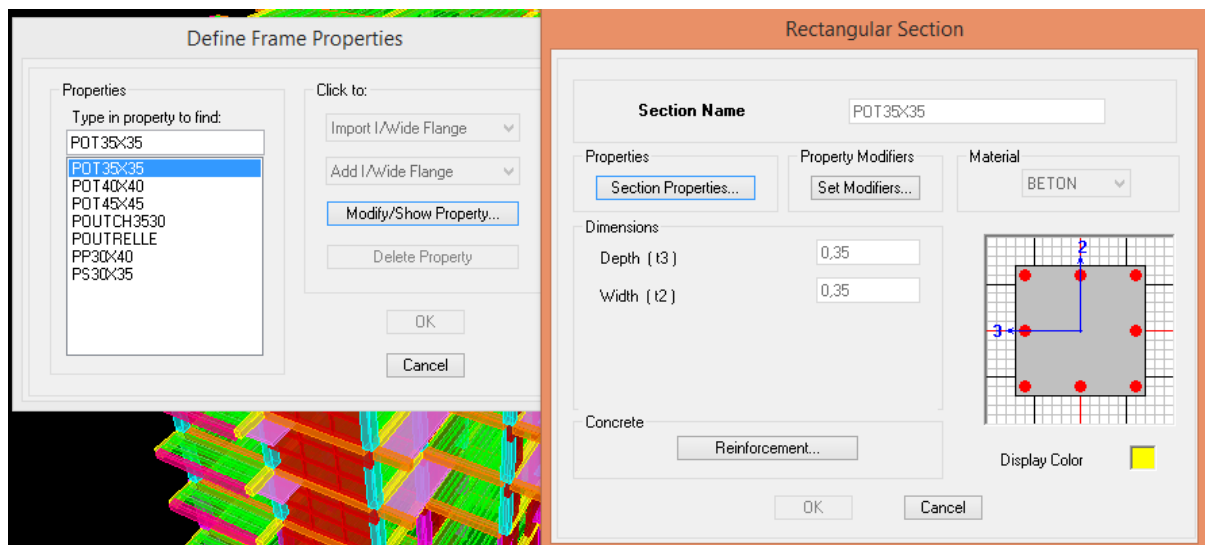


Fig-1-c) : propriétés géométriques de la section.

Avec :

Pp : poutre principal

ps : poutre secondaire

### Les éléments plaquent :

Nous allons passer aux éléments **plaques** (dalles et voiles), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques.

#### Define/ Wall, Slab, Deck sections...

-Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :

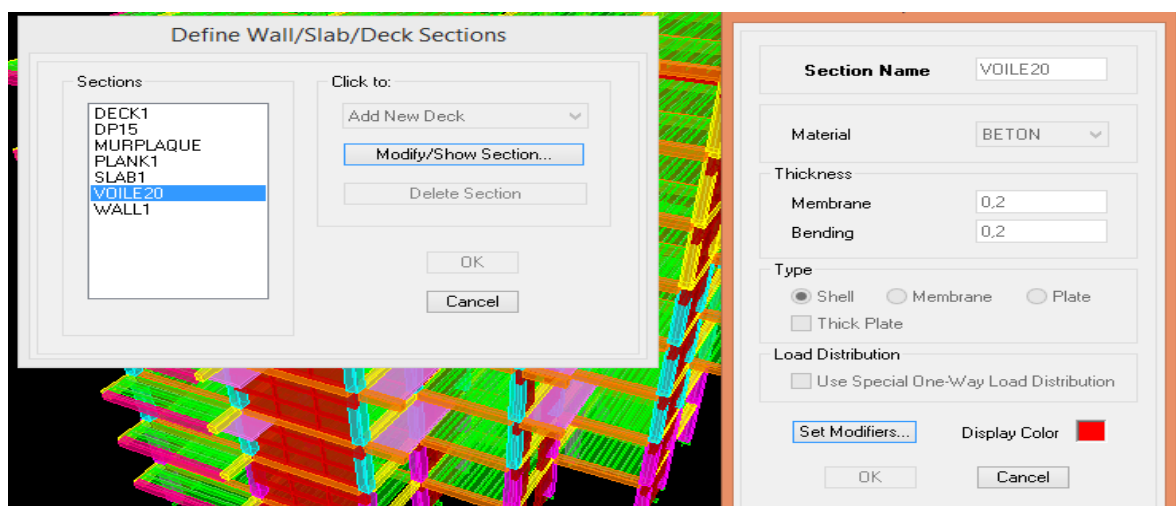


Fig-2-c) : Définition de l'épaisseur des éléments plaque (voile)

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

Pour le Balcon : Define → wall/ slab/ deck sections

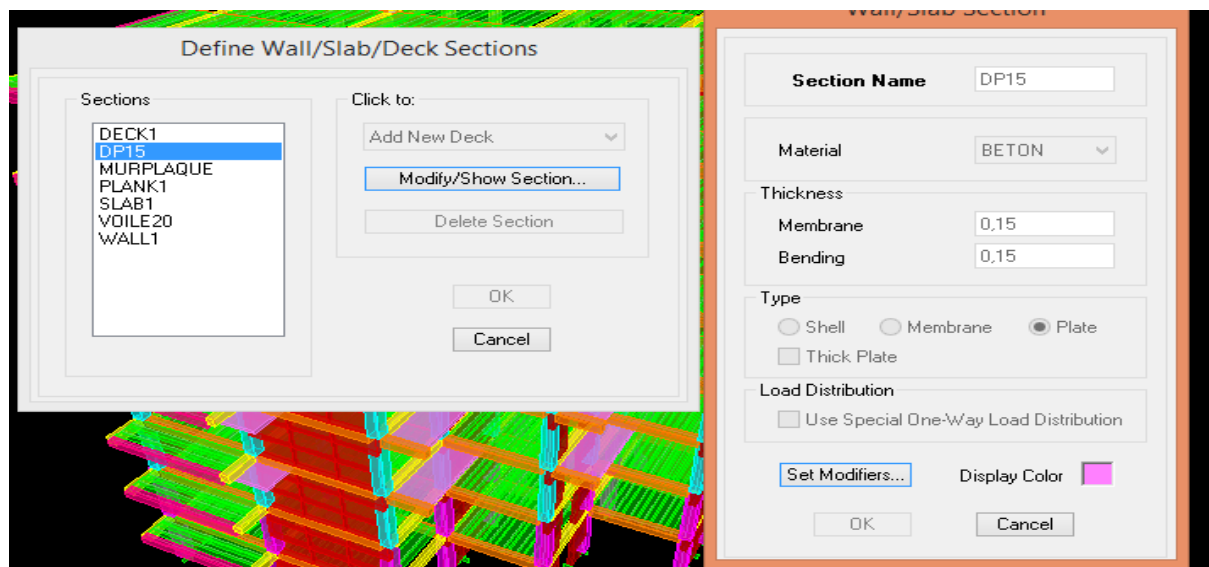


Fig-3-c) Définition de l'épaisseur des éléments plaque ( Dp )

Avec :

Dp : dalle pleine (ep=15cm)

### Remarque :

De même façon on fait modélisé les autres panneaux du bâtiment (volées, paliers, Voiles, la dalle salle machine.....etc.)

### Dessins des éléments définis :

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes

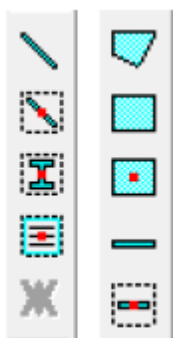


Fig-4-c) : barres utilisées pour le dessin

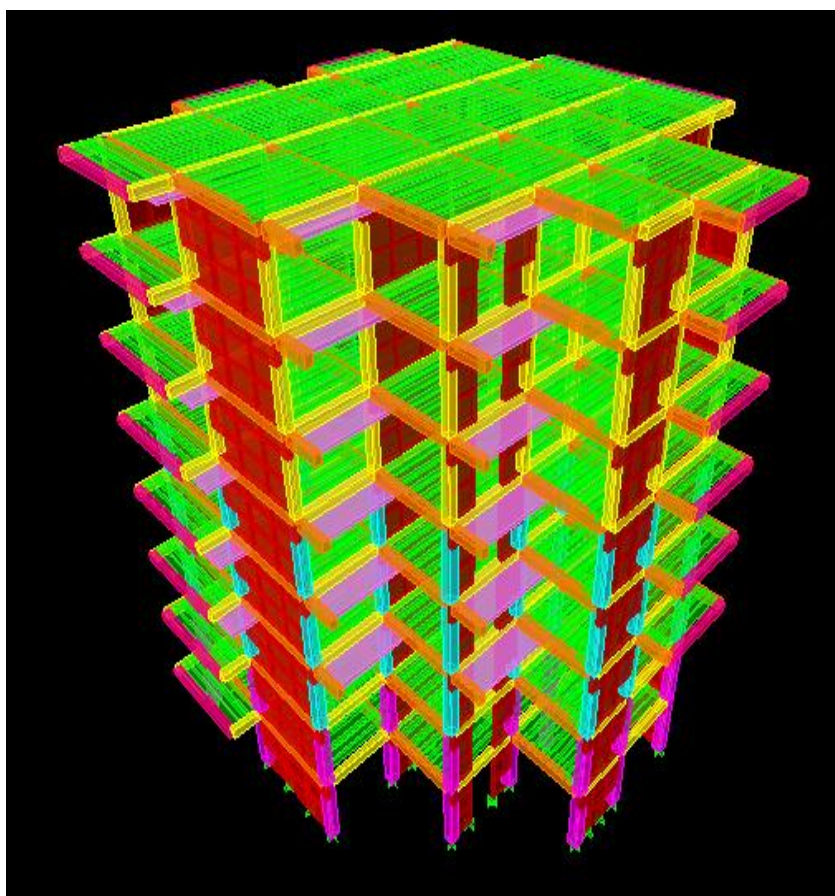


Fig-5-c) La forme finale du bâtiment en 3D.

### ***d) Chargement de la structure :***

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### ➤ ***Charges statiques :***

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :

**Define/ Static Load Cases.**

On introduit :

**-Load Name** (Nom de la charge) : **G**

**-Type : DEAD** (permanente)

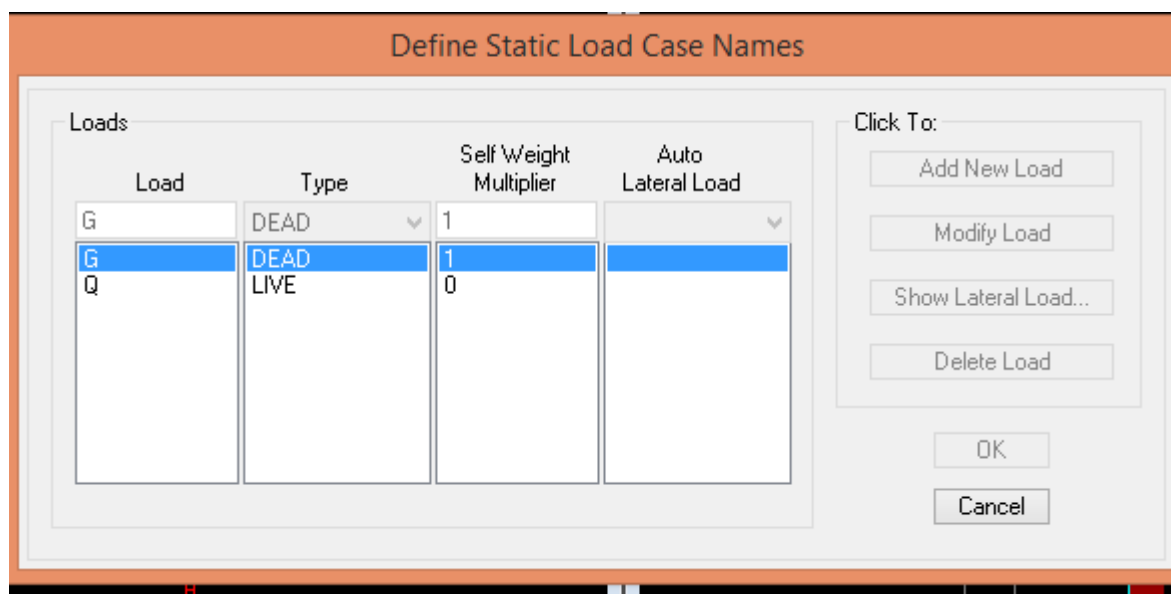
**-Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**

En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes **G**.

**Load Name** (Nom de la charge) : **Q**

**Type : LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



**Fig-1-d) Les charges statiques G et Q.**

### ➤ Charge dynamique :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes

- La méthode statique équivalente
- La Méthode dynamique modale spectrale.
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes.

Notre choix est tombé sur la méthode dynamique modale spectrale.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### • Définir le spectre de réponse :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante : puis on introduit les données suivantes :

- ✓ **Zone : IIa** (Zone a moyenne sismicité.)
- ✓ **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants)
- ✓ **Coefficient de comportement : R=5** (contreventement mixte)
- ✓ **Site : S2** (Site ferme )
- ✓ **Le pourcentage de l'amortissement** :  $\rho=7\%$  fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

✓ **Facteur de qualité (Q)** : Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

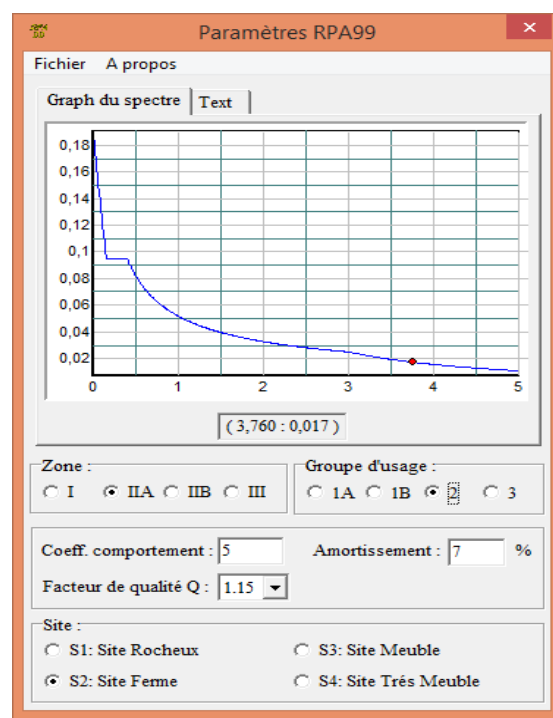
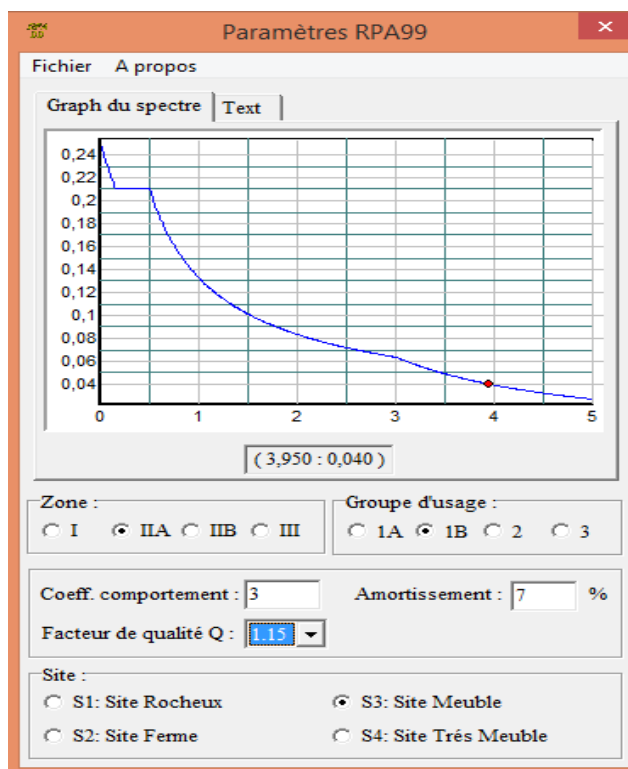
**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

Critère q	Observé	Non observé
Régularité en plan	/	0,05
Régularité en élévation	/	0,05
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0,05
Redondance en plan	0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	

**Tableau : Valeurs de pénalités**

Les deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

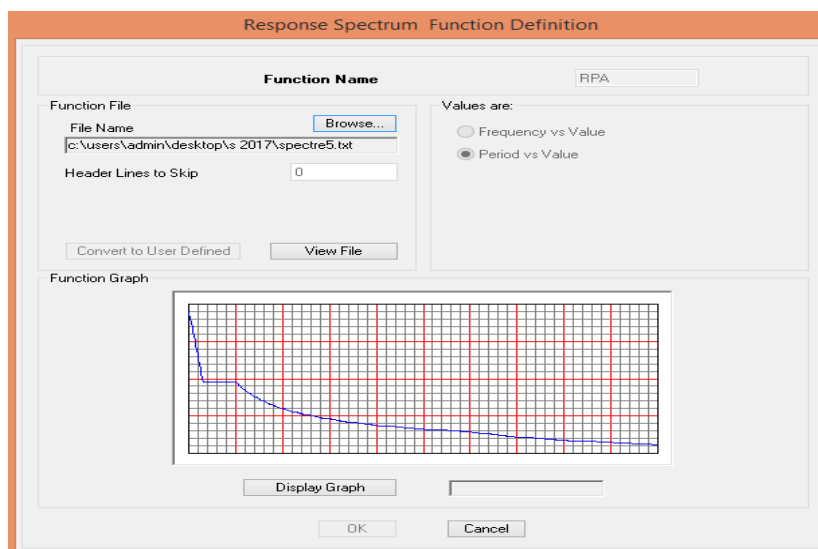
Les résultats trouvés sont les mêmes et dans les deux sens x et y.



**Fig-2-d) Le spectre de réponse du RPA.**

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :  
**Define / Response Spectrum function / Spectrum from file**

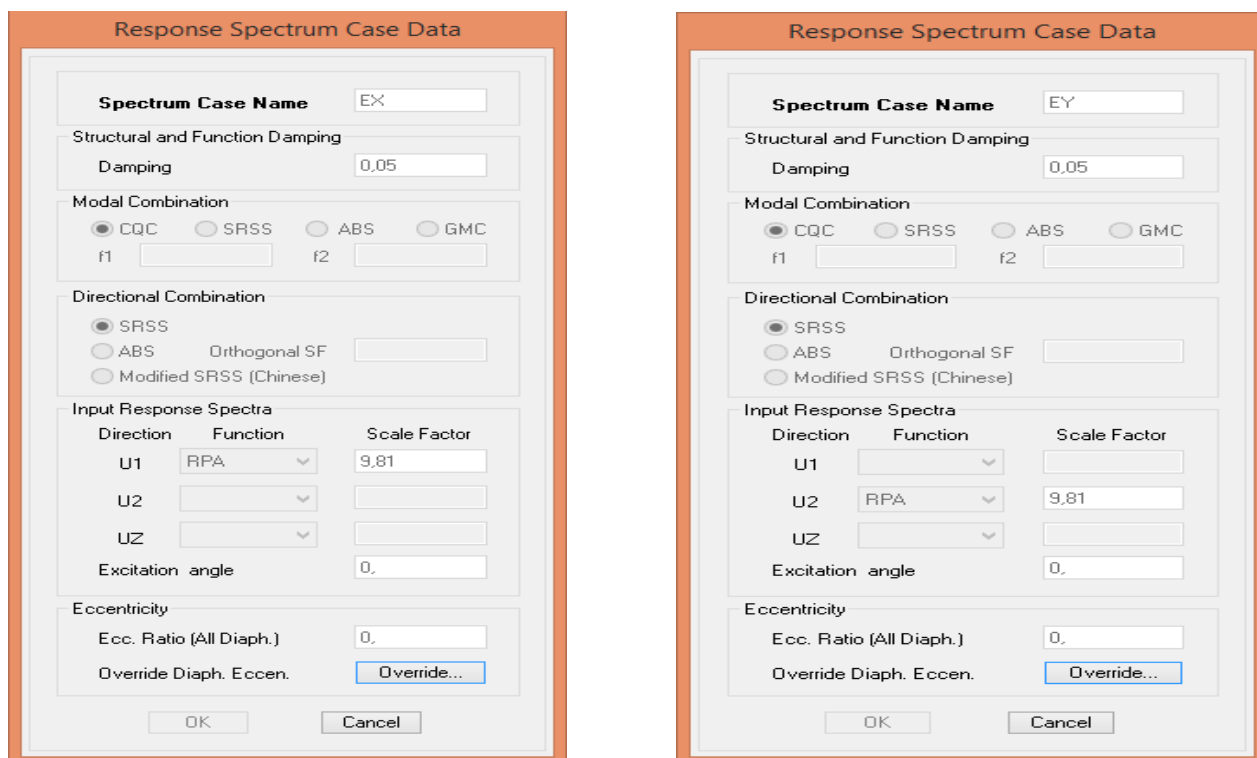


**Fig-3-d) Le spectre de réponse du RPA.**

**Function Name** (nom du spectre) : **RPA2013**, on valide en cliquant sur **OK**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales.

**Define / Reponse spectrum cases / Add New spectrume**



**Fig-4-d) La charge sismique suivant les deux directions orthogonales.**

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

Spectrum Case Name : Ex et Ey

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

### Remarque :

Dans la case **Scale Factor** on introduit un facteur d'échelle égale à 9,81, ce qui correspond à l'apesanteur.

### e)Affectation des charges a la structure :

A cette étape, on affecte aux éléments de la structure les différentes charges qui lui reviennent.

#### ➤ **Chargement linéaire :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque l'élément linéaire et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

**Assign / Frame line Loads /Distributed...**

Load Case Name		Units		
G		KN-m		
Load Type and Direction		Options		
<input checked="" type="radio"/> Forces <input type="radio"/> Moments		<input type="radio"/> Add to Existing Loads		
Direction: Gravity		<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads		
		<input type="radio"/> Delete Existing Loads		
Trapezoidal Loads				
Distance	1	2	3	4
	0.	0,25	0,75	1.
Load	0.	0.	0.	0.
<input checked="" type="radio"/> Relative Distance from End-I		<input type="radio"/> Absolute Distance from End-I		
Uniform Load				
Load	2.36			
		OK	Cancel	

**Fig-1-e) Chargement linéaire.**

### Chargement surfacique :

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

**Assign / Shell / Areas Loads / uniform...**

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

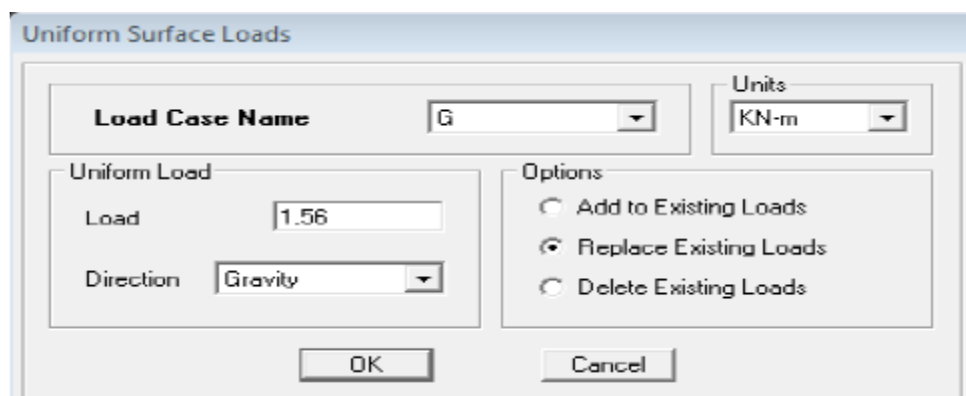


Fig-2-e) Chargement surfacique uniforme.

### ➤ Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

#### Combinaisons aux états limites :

- ELU :  $1.35G+1.5Q$
- ELS :  $G+Q$

#### Combinaisons accidentelles du RPA :

- GQE :  $G+Q\pm E$
- 08GE :  $0,8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define / Load Combination / Add New Combo**

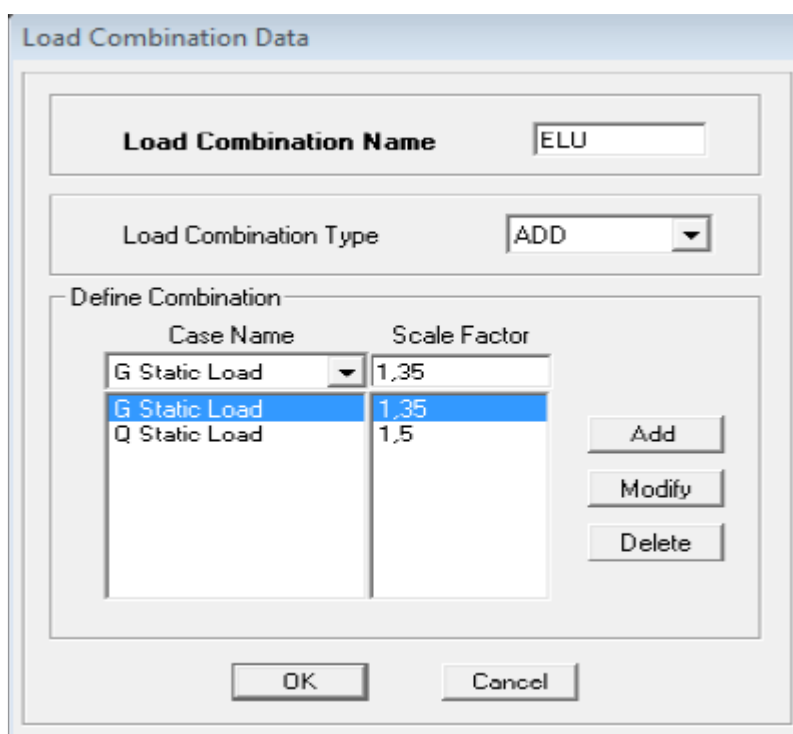


Fig-3-e) Combinaison d'action.

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

### ➤ Affectation des masses sismiques et inerties massiques :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale :

$$w_i = \sum_{i=1}^n w_i$$

et  $W_i = WGi + bWQi$

**Avec :**

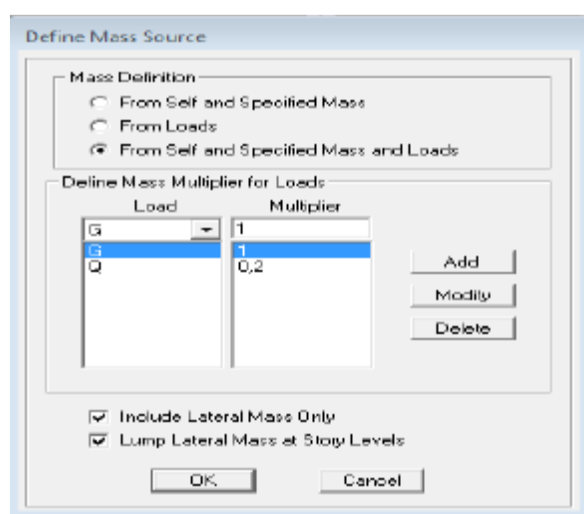
$WGi$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, Solidaires de la structure.

$WQi$  : Charges d'exploitations.

$b$  : Coefficient de pondération.

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

**Define / mass source...**



**Fig-4-e) La masse source**

### f) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

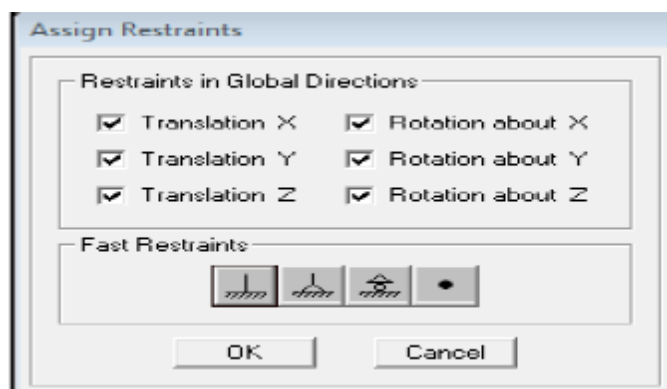
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la Structure modélisée.

#### ➤ **Appuis :**

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur :

**Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports)...**

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS



*Fig-1-f) Encastrement.*

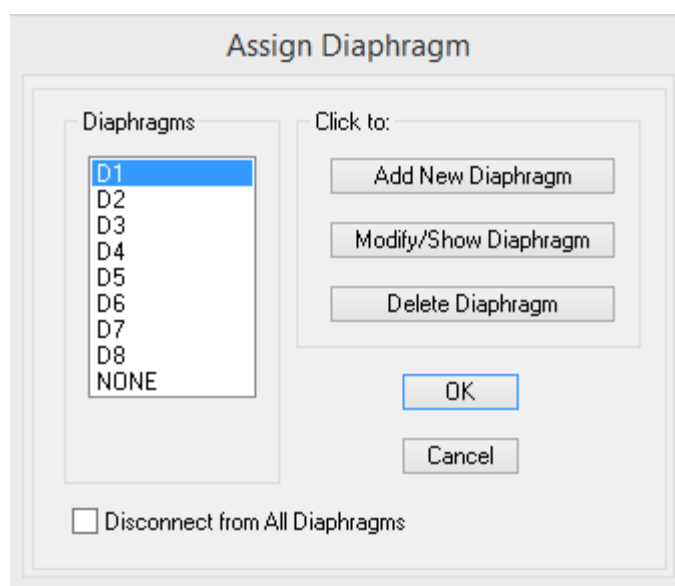
### ➤ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1**

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 .... D8**



*Fig-2-f) Diaphragmes.*

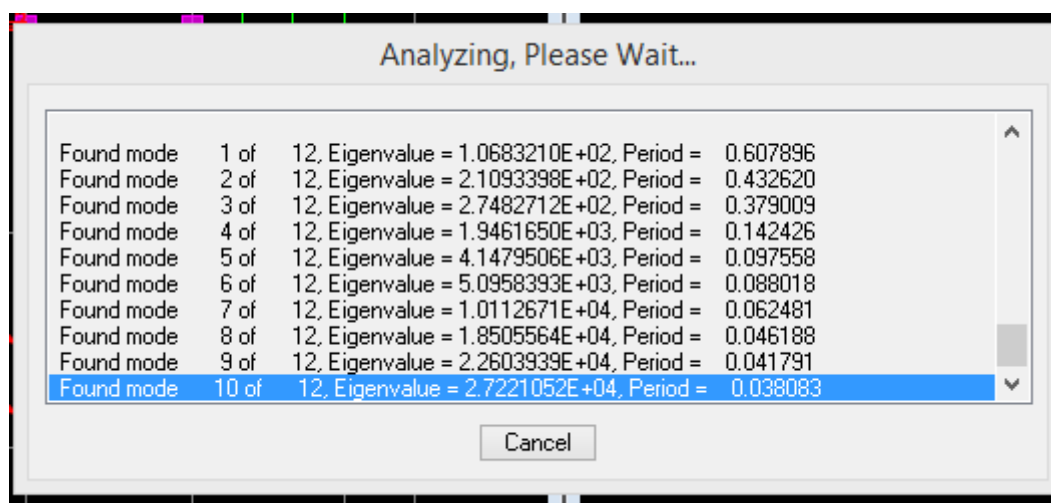
### g) Analyse et visualisation des résultats :

#### Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet

**Analyze** → **Run Analysis** ou directement **F8** sur le clavier.

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

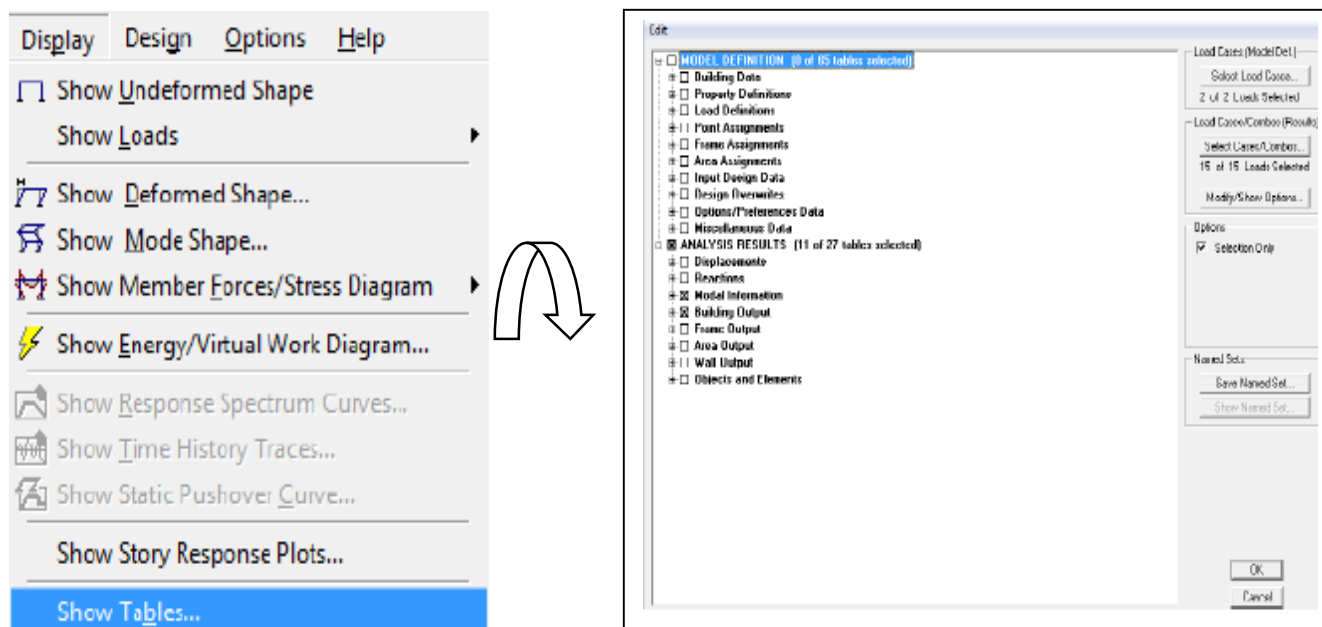


*Fig-1-g) Lancement de l'analyse*

### h) Visualisation des résultats :

#### 1) Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information**  
Et on Sélectionne la combinaison « **Modal information** » **OK**.



*Fig-1-h) Détermination de la période.*

Après que le tableau est affiché on doit suivre le cheminement suivant :  
Choisir dans la case située en haut et à droit du tableau modal  
**participating mass ratios.**

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
▶	1	0,607896	2,4519	67,9628	0,0000	2,4519	67,9628	0,0000	94,2185	3,7167	0,0389	94,2185	3,7167	0,0389
	2	0,432620	52,7797	2,6320	0,0000	55,2316	70,5948	0,0000	3,3133	81,0767	6,5423	97,5319	84,7934	6,5812
	3	0,379009	6,2123	0,3548	0,0000	61,4439	70,9496	0,0000	0,6381	9,2344	59,1587	98,1700	94,0277	65,7399
	4	0,142426	0,3759	18,0740	0,0000	61,8198	89,0236	0,0000	1,5249	0,1366	0,0452	99,6948	94,1643	65,7850
	5	0,097558	19,0251	0,5152	0,0000	80,8449	89,5388	0,0000	0,0456	4,2073	0,0014	99,7405	98,3716	65,7865
	6	0,088018	0,0259	0,1726	0,0000	80,8709	89,7114	0,0000	0,0050	0,0008	20,0264	99,7455	98,3724	85,8128
	7	0,062481	0,2725	5,1379	0,0000	81,1434	94,8493	0,0000	0,2027	0,0575	0,0574	99,9482	98,4299	85,8702
	8	0,046188	11,7985	0,0405	0,0000	92,9419	94,8897	0,0000	0,0011	1,2958	0,2973	99,9494	99,7257	86,1675
	9	0,041791	0,1327	1,2927	0,0000	93,0746	96,1824	0,0000	0,0181	0,0233	5,9144	99,9675	99,7490	92,0819
	10	0,038083	0,4979	1,3398	0,0000	93,5725	97,5222	0,0000	0,0173	0,0618	2,4123	99,9848	99,8108	94,4942
	11	0,033211	5,3231	0,0000	0,0000	98,8955	97,5222	0,0000	0,0001	0,1640	0,0557	99,9849	99,9748	94,5499
	12	0,029677	0,0156	1,3478	0,0000	98,9112	98,8701	0,0000	0,0111	0,0006	0,4249	99,9961	99,9754	94,9749

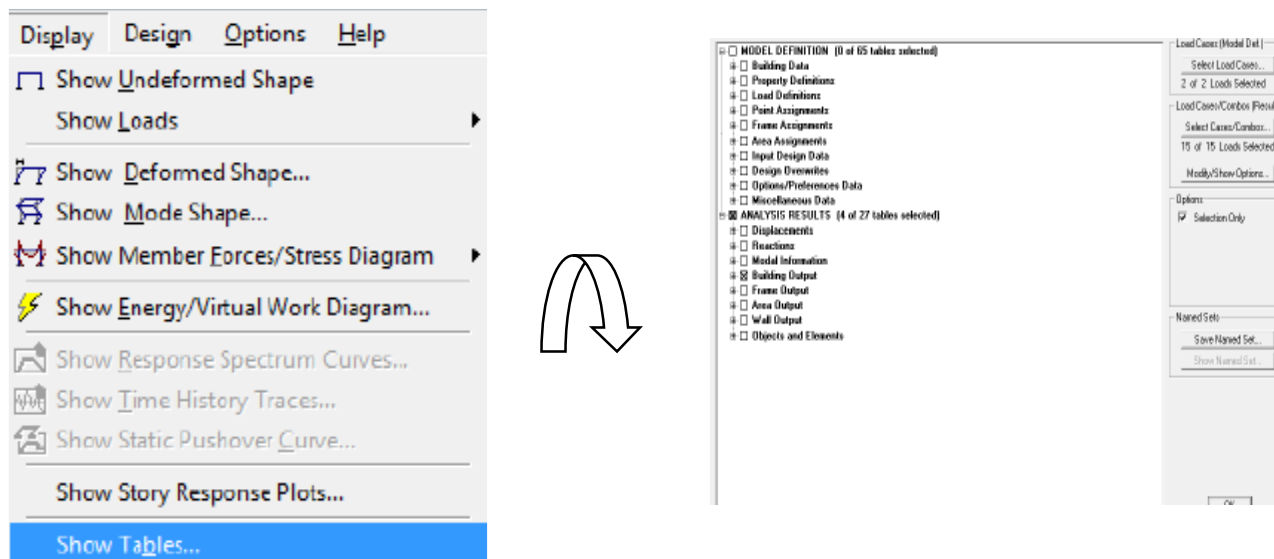
**Fig-2-h) Affichage des résultats de la période et la participation nodale**

A partir de ce tableau on peut déduire les valeurs de la période qui sont représenté Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre V).

### 2) L'excentricité :

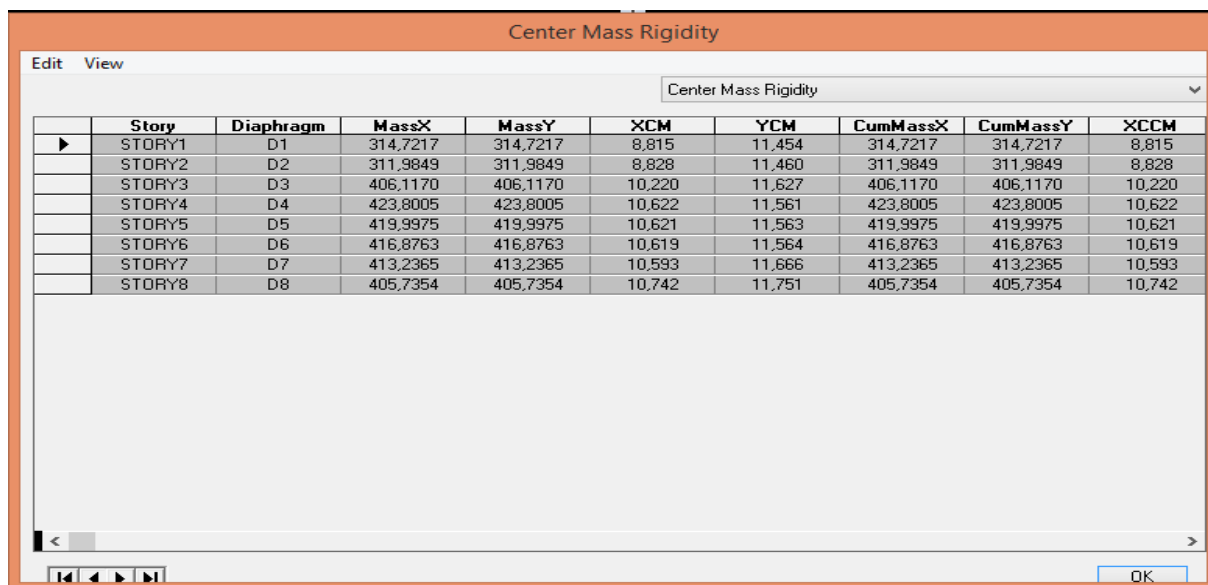
Pour déduire ce dernier ont fait **Display / show tables**, puis il y a un tableau qui s'affiche et on coche les cases suivantes :

**Analyse resultat / Bulding output / OK.**



**Fig-3-h) Détermination de l'excentricité**

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
STORY1	D1	314,7217	314,7217	8,815	11,454	314,7217	314,7217	8,815
STORY2	D2	311,9849	311,9849	8,828	11,460	311,9849	311,9849	8,828
STORY3	D3	406,1170	406,1170	10,220	11,627	406,1170	406,1170	10,220
STORY4	D4	423,8005	423,8005	10,622	11,561	423,8005	423,8005	10,622
STORY5	D5	419,9975	419,9975	10,621	11,563	419,9975	419,9975	10,621
STORY6	D6	416,8763	416,8763	10,619	11,564	416,8763	416,8763	10,619
STORY7	D7	413,2365	413,2365	10,593	11,666	413,2365	413,2365	10,593
STORY8	D8	405,7354	405,7354	10,742	11,751	405,7354	405,7354	10,742

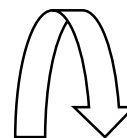
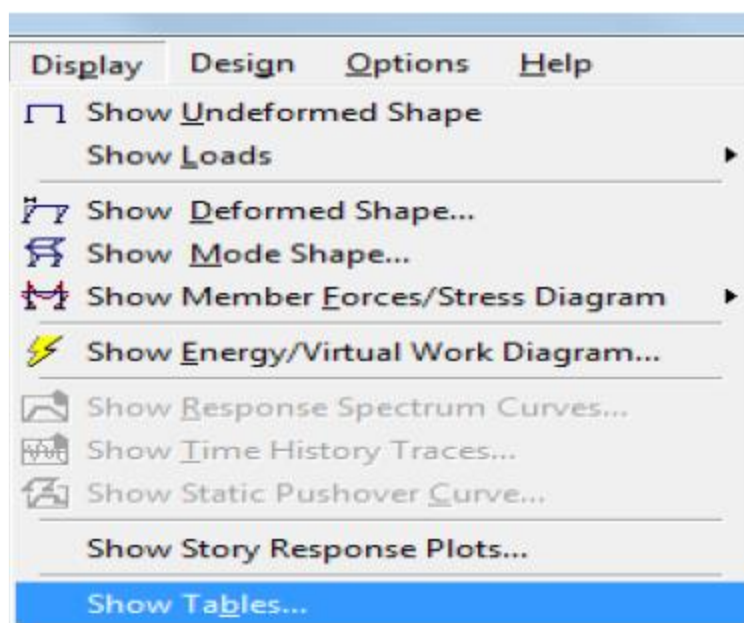
**Fig-4-h) Affichage des résultats de l'excentricité**

Une fois ce tableau est affiché on fait **Edit** → **Copy entire table** pour le copier à Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre V).

### 3) Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** »

**OK –OK**



## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

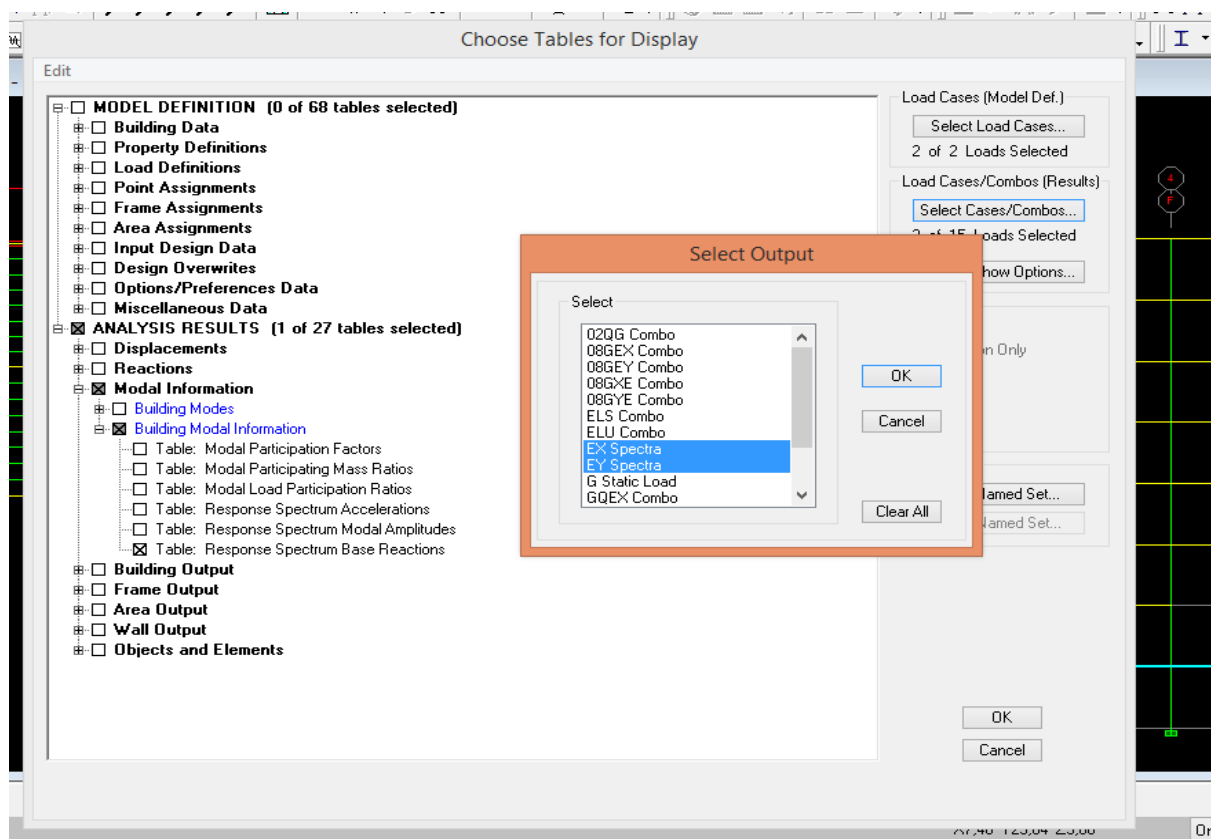


Fig-5-h) Détermination de l'effort tranchant à la base.

Ensuite il y a un tableau des résultats qui s'affiche :

Response Spectrum Base Reactions									
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3	
EX	1	U1	62,37	-328,36	0,00	6138,696	1219,233	-4196,89	
EX	2	U1	1532,75	342,28	0,00	-6097,704	30163,576	-14233,45	
EX	3	U1	180,41	43,11	0,00	-918,081	3492,463	-1610,42	
EX	4	U1	11,44	-79,31	0,00	365,792	109,480	-919,275	
EX	5	U1	741,31	121,99	0,00	-576,537	5535,195	-7339,23	
EX	6	U1	1,06	-2,72	0,00	7,379	2,967	-36,702	
EX	7	U1	12,43	-53,99	0,00	170,287	90,698	-612,621	
EX	8	U1	574,50	33,64	0,00	-89,582	3023,010	-6388,44	
EX	9	U1	6,57	20,50	0,00	-38,572	43,717	81,637	
EX	10	U1	24,98	-40,98	0,00	73,931	139,714	-595,181	
EX	11	U1	271,86	0,18	0,00	18,219	757,616	-3083,02	
EX	12	U1	0,81	7,50	0,00	-10,826	2,520	48,340	
EX	All	All	1904,95	493,04	0,00	8599,242	32393,351	19130,35	
EY	1	U2	-328,36	1728,75	0,00	-32319,119	-6419,041	22095,85	
EY	2	U2	342,28	76,43	0,00	-1361,678	6735,826	-3178,48	
EY	3	U2	43,11	10,30	0,00	-219,393	834,592	-384,842	
EY	4	U2	-79,31	549,99	0,00	-2536,499	-759,166	6374,52	
EY	5	U2	121,99	20,08	0,00	-94,878	910,904	-1207,78	
EY	6	U2	-2,72	7,03	0,00	-19,032	-7,652	94,663	
EY	7	U2	-53,99	234,43	0,00	-739,425	-393,832	2660,13	

Fig-6-h) Affichage des résultats de l'effort tranchant à la base.

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure :

**Edit** ———> **copy** **entire Table**

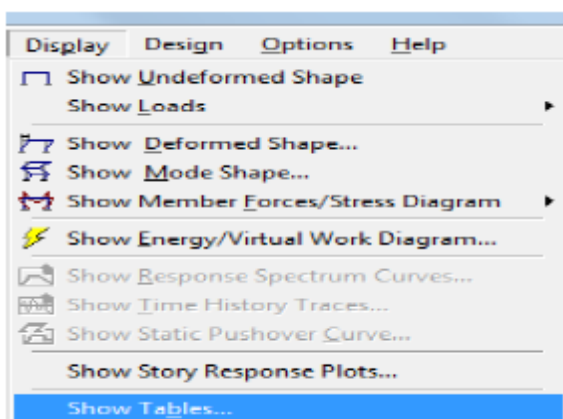
Pour le copier à l'Excel où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes :

**Spec EX** ———> **F1** qui est l'effort dans le sens transversal et les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes

**Spec Ey** et **F2** qui est l'effort dans le sens longitudinal.

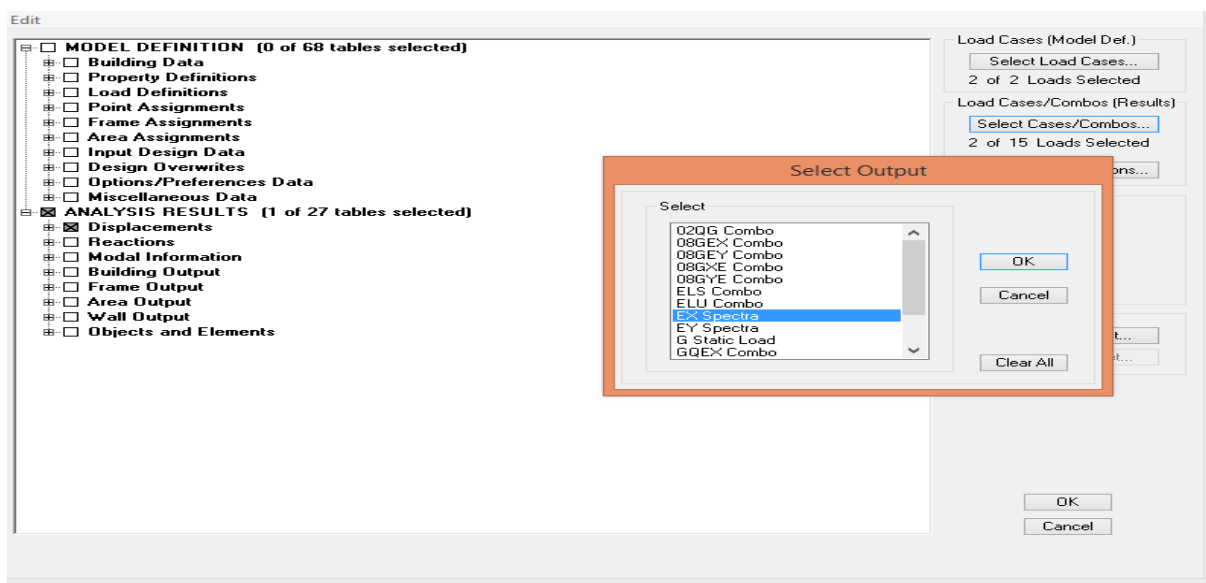
### 4) justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ :

Pour déterminer ces déplacements (pour les sens **x-x**) avec **ETABS** on doit suivre le Cheminement suivant : **Display / show tables**



Il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivantes :

**Analysis results / displacements / displacement data /Table : diaphragm CM displacement / com Ex** ———> **OK** ———> **OK**.



*Fig-7-h) Détermination des déplacements.*

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

Ensuite il y a un tableau des résultats qui s'affiche qui est les suivants :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY8	D8	EX	1.7435	0.7978	1.3471	0.25851	0.42481	0.06053
STORY7	D7	EX	1.2699	0.6363	1.1126	0.21711	0.32906	0.04732
STORY6	D6	EX	1.1728	0.5679	0.6809	0.12364	0.18931	0.04223
STORY5	D5	EX	1.0217	0.3934	0.7210	0.13799	0.26632	0.02854
STORY4	D4	EX	1.0623	0.3446	0.5998	0.12565	0.21595	0.02299
STORY3	D3	EX	1.0794	0.3158	0.4959	0.12253	0.24874	0.02485
STORY2	D2	EX	1.2526	0.3340	0.3267	0.07956	0.42358	0.02768
STORY1	D1	EX	0.9937	0.2288	0.3514	0.07559	0.31539	0.01934

**Fig-8-h) Affichage des résultats des déplacements.**

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure :

**Edit copy entire table** pour le copier sur EXCEL où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs des deux colonnes ;

**UX** ; le déplacement dans le sens longitudinal.

**UY** ; le déplacement dans le sens transversal.

Les mêmes étapes pour le sens y-y (mais en sélectionne cette fois si la combinaison Ey).

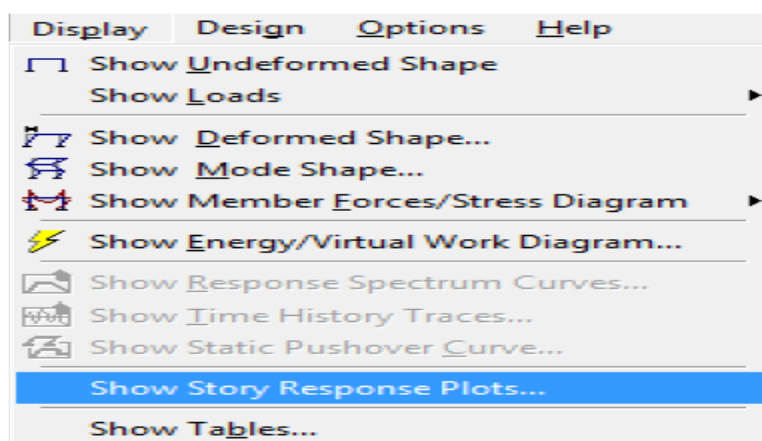
Ou bien en sélectionne les deux combinaisons **Ex** et **Ey** à la fois.

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre V).

### Déplacement maximale dans le sens longitudinal et transversal :

Pour déterminer ce déplacement avec **ETABS** on doit suivre le cheminement suivant :

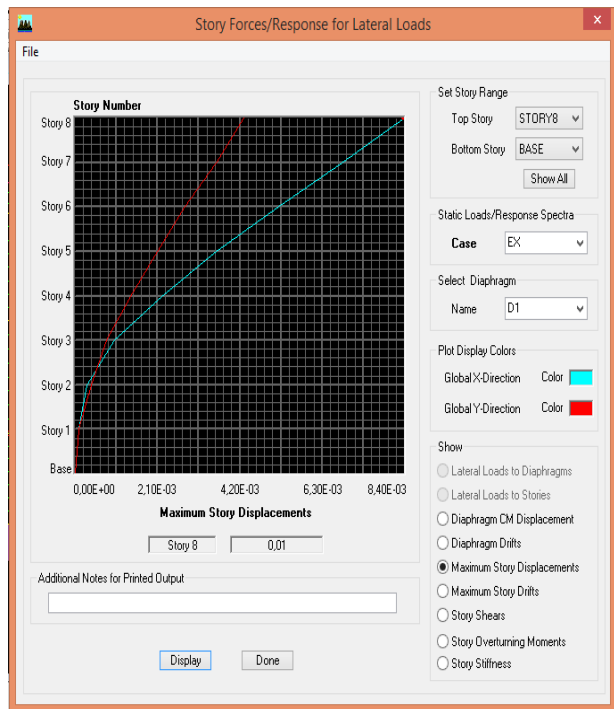
→ **Display / show story response plots...**



**Fig-9-h) Détermination des déplacements maximaux.**

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

Sens l'action de EX :



Sens l'action de Ey :

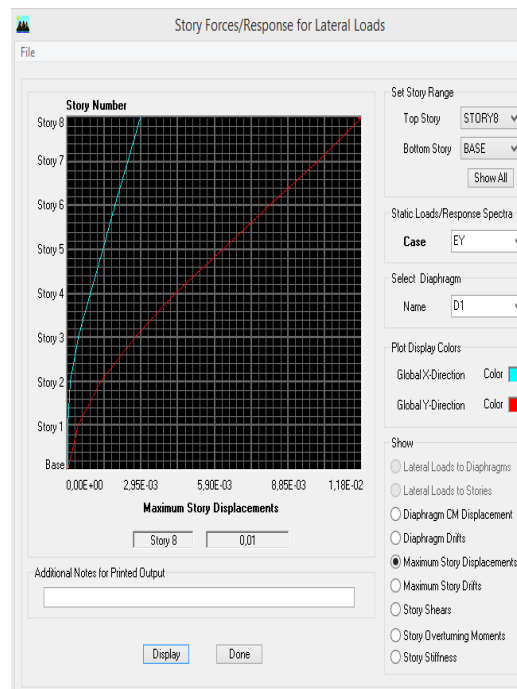
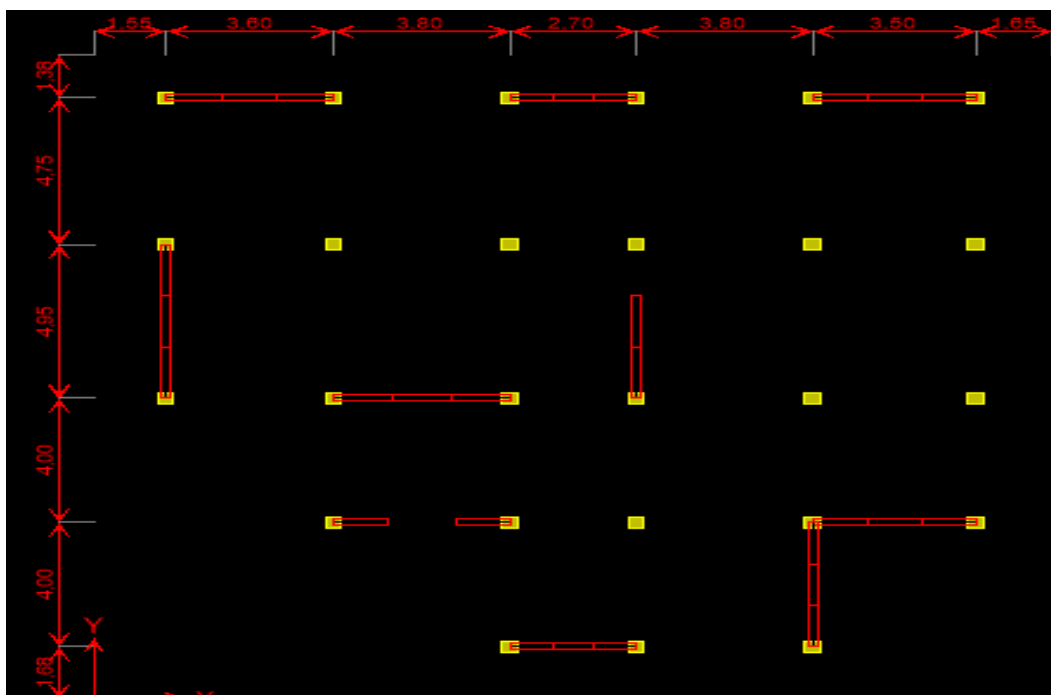


Fig-10-h) Déplacement maximal selon Ex et EY.

➤ Etude du contreventement :

### La disposition des voiles



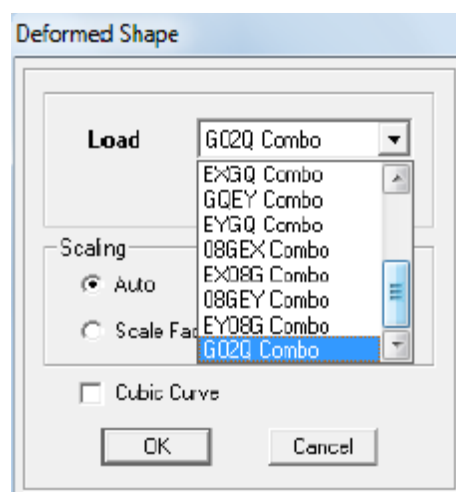
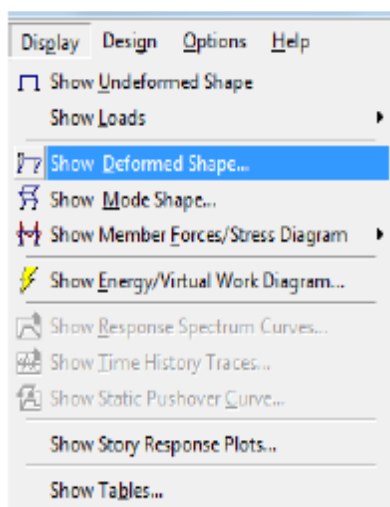
*Fig-11-h) Vu en plan :*

Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS.

Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

#### 1ère étape :

- **Display show déformation shop**

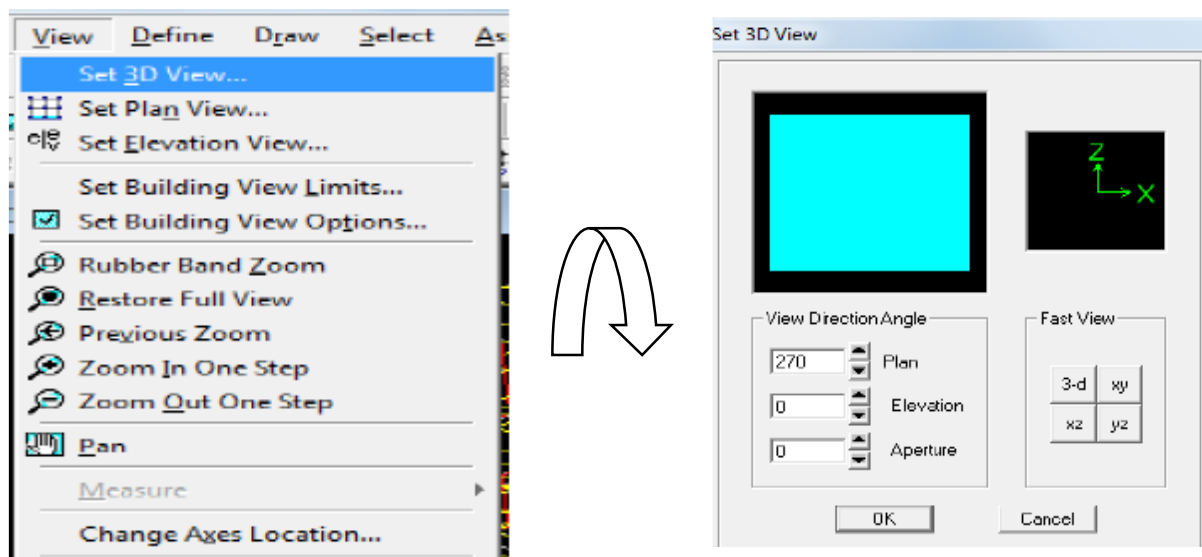


Un fois que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **G+0,2Q** dans La case **load** → **OK**.

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

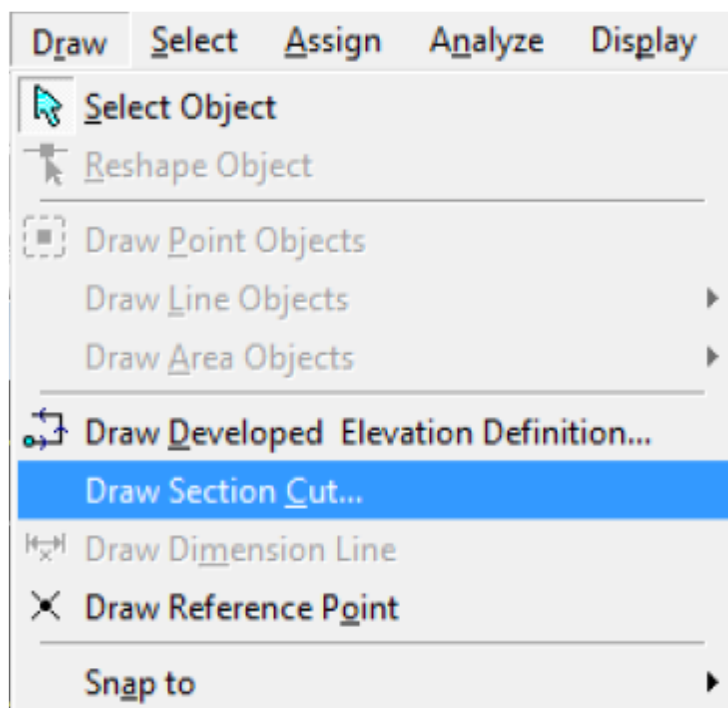
- 2ème étape :

### View Set 3D view



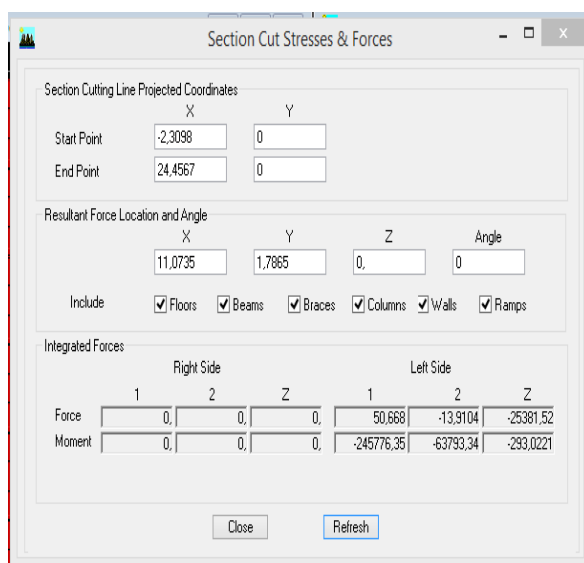
Une fois la fenêtre est affiché on va cocher la case de **XZ** puis on donne la valeur **0** dans la case **Aperture** après **OK**.

**3ème étape : Draw Draw** → **Section Cut**



Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivante :

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS



**Fig-12-h) Affichage des résultats d'effort vertical**

Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

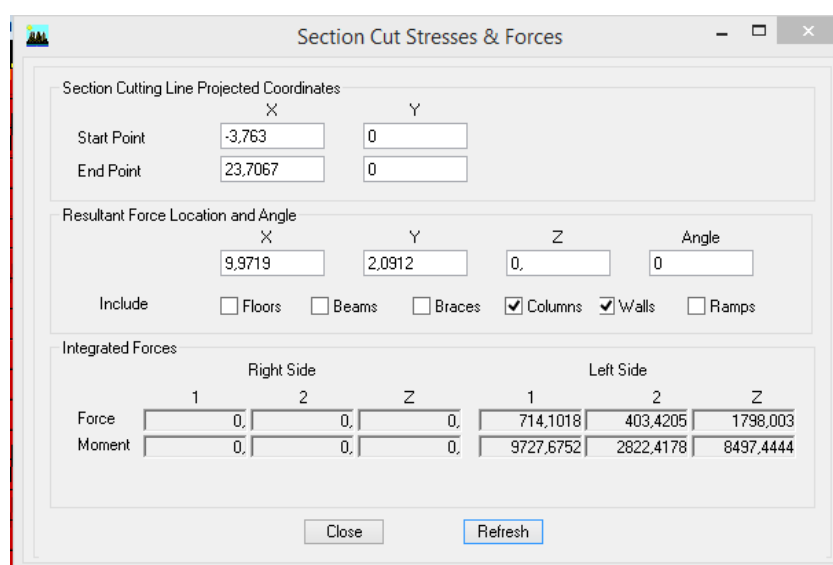
- ✓ Donnée la valeur **0** dans la case de **start point** pour l'axe Y.
- ✓ Donnée la valeur **0** dans la case de **End point** pour l'axe Y.
- ✓ Décocher toutes les cases sauf celle **columns** et **walls** pour déduire le Chargement global repris par les voiles et les

Une fois la valeur est relevée on décoche aussi la case **column** et on relève les valeurs de l'effort repris par les voiles uniquement.

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement ainsi que l'effort repris par les portiques.

- **On fait les mêmes étapes mais cette fois on sélectionne la combinaison EX**

- l'axe **1** Effort horizontale suivant (**XX**).

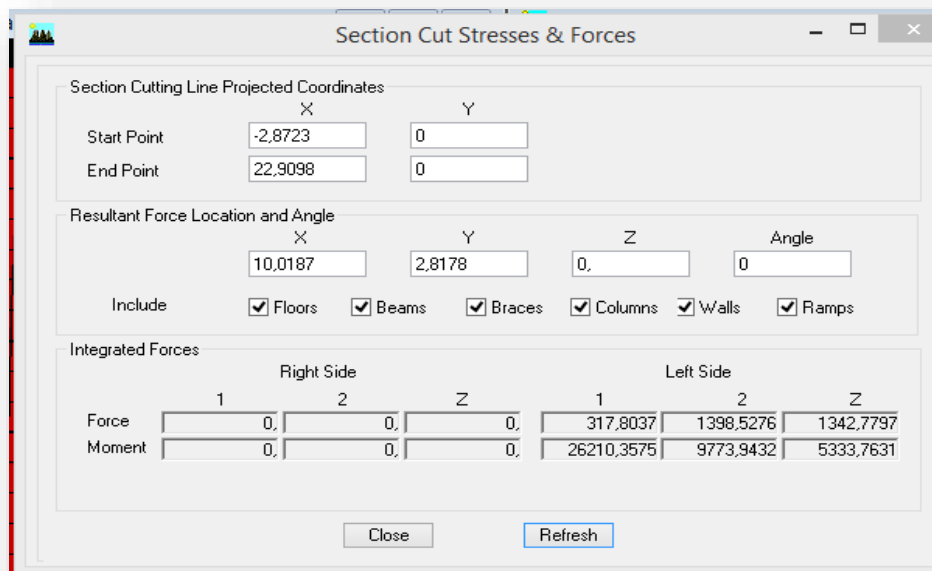


**Fig-13) Affichage des résultats d'effort horizontale sens XX**

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

➤ On fait les mêmes étapes mais cette fois on sélectionne la combinaison EY

✓ - l'axe 2 Effort horizontale suivant (YY).



**Fig-14) Affichage des résultats d'effort horizontale sens YY**

➤ Efforts internes dans les éléments structuraux :

### 1) Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles

**Area Output** ———> « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne Les combinaisons :

- G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS

**Avec :**

**G** : charges permanentes

**Q** : charges d'exploitation non pondérées

**E** : action sismique représentée par ses composantes horizontales.

Contraintes [KN/m <sup>2</sup> ] et efforts [KN]	Dans l'ETABS
<b><math>\sigma_{max}</math></b>	<b>S<sub>22</sub></b>
<b><math>\sigma_{min}</math></b>	<b>S<sub>22</sub></b>
<b>T</b>	<b>V<sub>2</sub></b>
<b>N<sub>s</sub></b>	<b>P</b>

## Chapitre : IV) Présentation du logiciel ETABS

### 2) Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les combinaisons

**G+Q+E** , **0,8G+E** , **ELU et ELS**.

**M<sub>3</sub>** : le moment dans le sens longitudinal.

**V<sub>2</sub>** : l'effort tranchant.

### 3) Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Les combinaisons :

**G+Q+E** , **0,8G+E** , **ELU et ELS**

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

**M<sub>2</sub>** : le moment dans le sens transversal.

**M<sub>3</sub>** : le moment dans le sens longitudinal.

**V<sub>2</sub>** : l'effort tranchant.

### V.1) Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

### V.2) Les différentes vérifications du RPA :

#### 1) Modes de vibrations :

Le nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans des directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes soit égales 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 masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. ---Le minimum de modes à retenir est de (3) dans chaque direction considérée.

-Le minimum de 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'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  
 $T_K$  la période du mode K.

Dans notre cas  $N=12$  niveaux  $\Rightarrow K \geq 3\sqrt{6} = 7,35$

**Donc  $K=8$**  (nombre de modes).

Dans notre cas on doit considérer 8 modes de vibration.

#### 2) La période (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

##### ➤ Calcul de la période empirique :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

## Chapitre V : vérification aux exigences du RPA

$$T = C_T (h_N)^{3/4}$$

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 du RPA2003**.

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (24,48)^{3/4} = 0.55 \text{sec.}$$

- Les valeurs de T, calculées à partir des **formules de Rayleigh** ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad L_{XX} = 20,6\text{m} \quad \text{et} \quad L_{YY} = 20,76\text{m}$$

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

$$T_{\text{min}} = 0.48\text{s.}$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T$$

$$D'où : T = 1.3 \times 0,48 = 0.624\text{s} > T_{\text{ETABS}} = 0,607896\text{s}$$

**Condition vérifiée.**

### 3) Pourcentage de participation de la masse modale :

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 d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,607896	2,4519	67,9628	0	2,4519	67,9628	0
2	0,43262	52,7797	2,632	0	55,2316	70,5948	0
3	0,379009	6,2123	0,3548	0	61,4439	70,9496	0
4	0,142426	0,3759	18,074	0	61,8198	89,0236	0
5	0,097558	19,0251	0,5152	0	80,8449	89,5388	0
6	0,088018	0,0259	0,1726	0	80,8709	89,7114	0
7	0,062481	0,2725	5,1379	0	81,1434	94,8493	0
8	0,046188	11,7985	0,0405	0	92,9419	94,8897	0
9	0,041791	0,1327	1,2927	0	93,0746	96,1824	0
10	0,038083	0,4979	1,3398	0	93,5725	97,5222	0
11	0,033211	5,3231	0	0	98,8955	97,5222	0
12	0,029677	0,0156	1,3478	0	98,9112	98,8701	0

*Tableau 1 : les périodes et la participation massique*

**4) Justification du système de contreventement :**

Voir chapitre (IV)

✓ Charge sismique sens X-X :

$$F_{1wc} = 714,1018 \text{ KN}$$

$$F_{1wall} = 643,2777 \text{ KN}$$

✓ Charge sismique sens Y-Y :

$$F_{2wc} = 1398,5276 \text{ KN}$$

$$F_{2wall} = 1195,5082 \text{ KN}$$

✓ Charge verticale sens Z-Z :

$$F_{zwc} = 25381,52 \text{ KN}$$

$$F_{zwall} = 12285,455 \text{ KN}$$

**Charges sismiques reprises par les portiques**

- Sens xx : 9,92 %
- Sens yy : 14,52 %

**Charges sismiques reprises par les voiles**

- Sens xx : 90,08%
- Sens yy : 85,48%

**Charges Verticales reprises par les portiques : 51,59 %**

**Charges verticales reprises par les voiles : 48,4 %**

**Remarque :**

Selon les résultats on remarque ;

- Les sollicitations horizontales (sismiques) ne sont pas reprises en Totalité par les voiles
- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

**Conclusion :**

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le Cas de notre structure il n'y a pas de classement alors pour des mesures de sécurité on Prend la catégorie

**4b : Système de contreventement mixte dont le coefficient de Comportement  $R=5$**

**5) Vérification de l'effort tranchant à la base :( RPA Version 2003ART 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

## Chapitre V : vérification aux exigences du RPA

Si  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces , déplacements ,moments .....**)dans le rapport  $0.8V_t/V_D$

**Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{mse} = \frac{A.D.Q_x}{R} W_T \quad \text{RPA 2003 formule(4-1)}$$

➤ **Calcul des coefficients A, D et R :**

**A** ; coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- **Groupe d'usage 2**
- **Zone sismique IIa**

**Facteur d'amplification dynamique moyen** en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la **période fondamentale** de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (**Tab .4.7**) de **RPA 99**

**Site ferme**  $\Rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0,4s$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par **la formule (4-3 de RPA 99)** comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissage **Tab (4-2)**

{ Remplissage dense  
Béton armé  $\Rightarrow \xi = 7\%$ .

D'où  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88 \geq 0,7 \Rightarrow$  **condition vérifiée.** (Formule **4.3 de RPA99**)

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

**R** : coefficient de comportement global de la structure fonction de système du contreventement donné par le (**Tab 4-3**).

## Chapitre V : vérification aux exigences du RPA

Les valeurs de A.D. R. Ct et T sont données dans le tableau suivant :

Paramètres	Valeur	Article du
Coefficient d'accélération de zone A	0.15	Tableau (4.1)
Période caractéristique T	0.4 s	Tableau (4.7)
Coefficient Ct	0,05	Tableau (4.6)
Coefficient de comportement R	5	Tableau (4.3)
Facteur d'amplification	1,66	formule (4.2)

**Tableau 2 : donnant les valeurs de A, R, T, C**

➤ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non "

➤ **valeurs des pénalités  $P_q$  :**

Critère q	Observé	Non observé
<b>Régularité en plan</b>	/	0,05
<b>Régularité en élévation</b>	/	0,05
<b>Conditions minimales sur les fils de contreventement</b>	/	0,05
<b>Redondance en plan</b>	0	
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	

**Tableau 3 : Valeurs de pénalités**

**Donc le facteur de qualité :  $Q = 1.15$**

**Poids total de la structure :**

**Du logiciel ETABS :**

**$G = 30401,78 \text{ KN.}$**

**$Q = 4965,97 \text{ KN.}$**

**$WT = G + 0,2Q$**

**$WT = 30401,78 + 0,2 \times 4965,97 = 31394,974 \text{ KN.}$**

## Chapitre V : vérification aux exigences du RPA

Donc le poids total de notre structure est :

AN :

$$V_{mse} = \frac{A.D.Q_x}{R} W_T = \frac{0,15 \times 1,66 \times 1,15}{5} \times 31394,974 = 1797,99 \text{ KN.}$$

Sens	$V_{mse}$ (KN)	$0.8 \times V_{mse}$	$V_{dyn}$ (ETABS)	Observation
Sens X	1797,99	1438,392	1904,95	<b>C.V</b>
Sens Y	1797,99	1438,392	1847,45	<b>C.V</b>

**Tableau 4 : récapitulatif du résultat**

### Remarque :

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

### 6) Les déplacements inter- étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau ( $\delta_k$ ) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{eK} \quad \text{Donné par le RPA 2003 formule (4-19).}$$

$\delta_k$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $E_i$ .

R : Coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le **RPA99** préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les **1%he**, (he est la hauteur libre de l'étage considéré).

**Il faut vérifier que :**

$$\Delta_k \leq \bar{\delta}$$

$\bar{\delta}$  : **Déplacement** admissible

Avec :  $\bar{\delta} = 0,01he$

➤ La vérification des déplacements inter- étages est résumée dans le tableau suivant :

Story	Load	UX	$\delta_{kX}$	$\Delta_{kX}$	UY	Load	$\delta_{kY}$	$\Delta_y$	0,01he	Observation
STORY8	EX	0,0057	0,0285	0,0055	0,0105	EY	0,0525	0,0085	0,0306	<b>C.V</b>
STORY7	EX	0,0046	0,023	0,0055	0,0088	EY	0,044	0,0085	0,0306	
STORY6	EX	0,0035	0,0175	0,0055	0,0071	EY	0,0355	0,0085	0,0306	
STORY5	EX	0,0024	0,012	0,0045	0,0054	EY	0,027	0,008	0,0306	
STORY4	EX	0,0015	0,0075	0,004	0,0038	EY	0,019	0,007	0,0306	
STORY3	EX	0,0007	0,0035	0,0025	0,0024	EY	0,012	0,006	0,0306	
STORY2	EX	0,0002	0,001	0,001	0,0012	EY	0,006	0,004	0,0306	
STORY1	EX	0	0	0	0,0004	EY	0,002	0,002	0,0306	

**Tableau 5 : Vérification des déplacements inter-étages**

## Chapitre V : vérification aux exigences du RPA

### Remarque :

Les déplacements ( $\delta_x, \delta_y$ ) croient en hauteur jusqu'à atteindre leur maximum au dernier étage.

Les déplacements relatifs inter-étages **sont vérifiés** et par conséquent le **confort** des usagers est vérifié.

### 7) Vérification du déplacement maximal :

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.

$\delta_{MAX} = 0,01\text{m}$  (voir chapitre IV)

$$\delta_{MAX} = 0,01\text{m} \leq f = \frac{24,48}{500} = 0,04\text{m} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

### 8) Vérification de l'excentricité :

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 :

**CM** : centre de masse

**CR** : centre de rigidité

On doit vérifier que :

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex =0,05Lx	ey=0,05Ly
STORY1	8,815	11,454	8,902	12,249	-0,087	-0,795	<b>1,03</b>	<b>1,038</b>
STORY2	8,828	11,46	9,752	12,386	-0,924	-0,926		
STORY3	10,22	11,627	11,053	11,867	-0,833	-0,24		
STORY4	10,622	11,561	11,11	11,449	-0,488	0,112		
STORY5	10,621	11,563	11,076	11,222	-0,455	0,341		
STORY6	10,619	11,564	11,009	11,09	-0,39	0,474		
STORY7	10,593	11,666	10,948	11,007	-0,355	0,659		
STORY8	10,742	11,751	10,89	10,948	-0,148	0,803		

**Tableau 6 : Excentricités théoriques et accidentelles**

## Chapitre V : vérification aux exigences du RPA

### Remarque :

Donc l'excentricité est vérifiée.

### 9) Justification vis-à-vis de l'effet P-D (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet **P-D**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

story	poids	Sens XX				Sens YY			
		$\Delta_{kX}$	VX	VX*he	$\Theta_x$	VY	$\Delta_{kY}$	VY*he	$\Theta_Y$
story 1	3087,41988	0	714,1	2185,146	0	1398,53	0,002	4279,5	0,00144289
story 2	3060,57187	0,001	642,82	1967,0292	0,00155594	1352,53	0,004	4138,74	0,00295797
story 3	3984,00777	0,0025	1742,9	5333,274	0,00186752	1736,5	0,006	5313,69	0,00449858
story 4	4157,48291	0,004	1614,92	4941,6552	0,00336526	1605,69	0,007	4913,41	0,00592305
story 5	4120,17548	0,0045	1446,84	4427,3304	0,0041878	1426,03	0,008	4363,65	0,00755363
story 6	4089,5565	0,0055	1229,71	3762,9126	0,00597743	1195,27	0,0085	3657,53	0,00950403
story 7	4053,85007	0,0055	967,35	2960,091	0,00753226	909,48	0,0085	2783,01	0,01238146
story 8	3980,26427	0,0055	620,32	1898,1792	0,01153287	538,44	0,0085	1647,63	0,02053393

*Tableau 7 : vérification de l'effet du second ordre*

### Remarque :

La condition est vérifiée donc Les effets du second ordre peuvent être négligés.

### Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que Les exigences du RPA ont été observées ;

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée

**Donc nous pouvons passer au ferrailage de la structure.**



### VI.1) Introduction :

Ce chapitre qui est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous **la sollicitation la plus défavorable** issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

### VI.2) Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables **ELU (1,35G+1,5Q)**, accidentelles (**G+Q±E** et **0,8G±E**) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

#### VI.2.1) Recommandations du RPA99 version 2003 :

- **Armatures longitudinales** : (art 7.5.2.RPA page 65)

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutre principales :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ .
- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$  (en zone courante).  
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ . (en zone courante).  
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ . (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone II<sub>a</sub>.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**c) Armatures transversales :**

➤ Les quantités minimale des armatures transversales est de :

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

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\Phi_{\min}$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales Les premières.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**d) Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- **As** : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- **A's** : section supérieure la plus comprimée.
- **M<sub>u</sub>** : Un moment de flexion « **M<sub>u</sub>** » supporté par la section.

On calcule le moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

- **Situation courante :**

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.}$$

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

- **Situation accidentelle :**

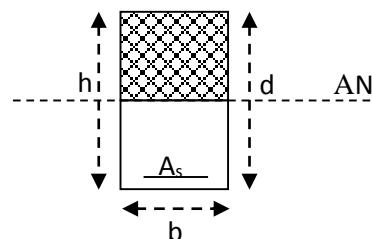
$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 21,74 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{MPa.}$$

Si

- $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$  La section est simplement armée (**SSA**)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



- $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$  La section est doublement armée (**SDA**)

c. a .d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul : 
$$\begin{cases} M_r = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

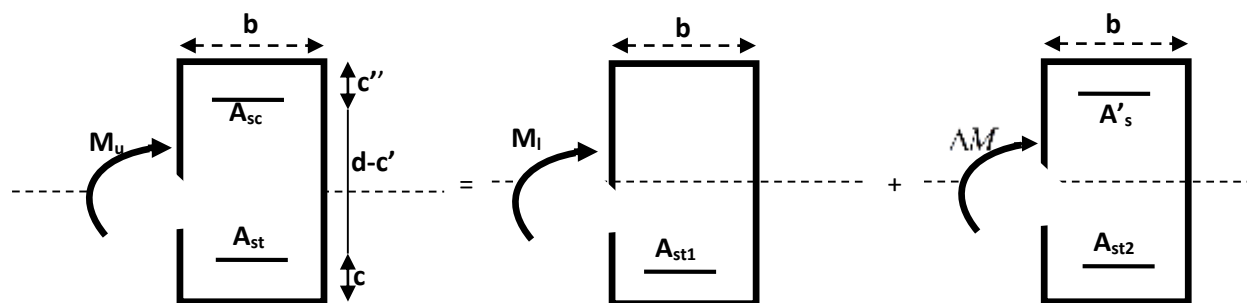
Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

✓ Armatures tendues : 
$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

✓ Armatures comprimées : 
$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d.  $\Delta M < 0,4 M_u$  (**Art BAEL B66**)

### VI.2.2) Ferrailage des poutres principales :

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

*Ferrailage des poutres principales à l'ELU (les armatures aux appuis)*

niveau	COM B	Mu [KN.m]	b	d	$\mu$	Obs	$\beta$	As calculé [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
STORY 1	ELU	-124,73	0,3	0,375	0,208	SSA	0,882	10,83	6	<b>6HA16</b>	12,06
STORY 2	ELU	-107,377	0,3	0,375	0,179		0,9005	9,14	6	<b>6HA16</b>	12,06
STORY 3	ELU	-104,652	0,3	0,375	0,175		0,903	8,88	6	<b>6HA16</b>	12,06
STORY 4	ELU	-110,265	0,3	0,375	0,184		0,898	9,41	6	<b>6HA16</b>	12,06
STORY 5	ELU	-113,338	0,3	0,375	0,189		0,8945	9,71	6	<b>6HA16</b>	12,06
STORY 6	ELU	-117,863	0,3	0,375	0,197		0,8895	10,15	6	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 7	ELU	-102,955	0,3	0,375	0,172		0,905	8,72	6	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 8	ELU	-105,174	0,3	0,375	0,175		0,903	8,92	6	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65

*Ferrailage des poutres principales à l'ELU (les armatures en travée)*

niveau	COMB	Mu [KN.m]	b [m]	d [m]	$\mu$	Obse	$\beta$	As calculé [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
STORY 1	ELU	78,506	0,3	0,375	0,131	SSA	0,9295	6,47	6	<b>3HA16+3HA12</b>	9,42
STORY 2	ELU	78,882	0,3	0,375	0,132		0,929	6,51	6	<b>3HA16+3HA12</b>	9,42
STORY 3	ELU	68,966	0,3	0,375	0,115		0,9385	5,63	6	<b>3HA16+3HA12</b>	9,42
STORY 4	ELU	60,549	0,3	0,375	0,101		0,9465	4,90	6	<b>3HA16+3HA12</b>	9,42
STORY 5	ELU	60,769	0,3	0,375	0,101		0,9465	4,92	6	<b>3HA16+3HA12</b>	9,42
STORY 6	ELU	61,67	0,3	0,375	0,103		0,9455	5	6	<b>3HA16+3HA12</b>	9,42
STORY 7	ELU	60,428	0,3	0,375	0,100		0,947	4,89	6	<b>3HA16+3HA12</b>	9,42
STORY 8	ELU	65,127	0,3	0,375	0,109		0,9425	5,29	6	<b>3HA16+3HA12</b>	9,42

**VI.2.3) Ferrailage des poutres secondaires :**

*Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU (les armatures aux appuis)*

niveau	COMB	Mu [KN.m]	b	d	$\mu$	Obse rvati on	$\beta$	As calculé [cm2]	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A adoptée [cm2]
									[cm2]		
STORY 1	ELU	-101,783	0,3	0,325	0,273	SSA	0,870	10,34	5,25	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 2	ELU	-79,501	0,3	0,325	0,177		0,9015	7,8	5,25	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 3	ELU	-74,325	0,3	0,325	0,165		0,9095	7,22	5,25	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 4	ELU	-74,557	0,3	0,325	0,166		0,909	7,25	5,25	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 5	ELU	-74,599	0,3	0,325	0,166		0,909	7,25	5,25	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 6	ELU	-76,151	0,3	0,325	0,169		0,9065	7,43	5,25	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 7	ELU	-76,187	0,3	0,325	0,169		0,9065	7,43	5,25	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65
STORY 8	ELU	-79,371	0,3	0,325	0,176		0,902	7,78	5,25	<b>3HA14+3HA16</b>	10,65

*Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU (les armatures en travée)*

Niveau	COMB	Mu [KN.m]	b	d	$\mu$	Obs	$\beta$	As calculé [cm2]	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A adoptée [cm2]
			[m]	[m]					[cm2]		
STORY 1	ELU	10,994	0,3	0,325	0,024	SSA	0,988	0,98	5,25	<b>6HA12</b>	6.78
STORY 2	GQEX MAX	16,41	0,3	0,325	0,036		0,982	1,48	5,25	<b>6HA12</b>	6.78
STORY 3	GQEX MAX	32,805	0,3	0,325	0,073		0,9625	3,01	5,25	<b>6HA12</b>	6.78
STORY 4	GQEX MAX	41,94	0,3	0,325	0,093		0,9515	3,89	5,25	<b>6HA12</b>	6.78
STORY 5	GQEX MAX	44,575	0,3	0,325	0,099		0,9475	4,16	5,25	<b>6HA12</b>	6.78
STORY 6	GQEX MAX	44,295	0,3	0,325	0,098		0,948	4,13	5,25	<b>6HA12</b>	6.78
STORY 7	GQEX MAX	43,271	0,3	0,325	0,096		0,949	4,03	5,25	<b>6HA12</b>	6.78
STORY 8	08 GQEX MAX	31,409	0,3	0,325	0,07		0,964	2,88	5,25	<b>6HA12</b>	6.78

**VI.2.4) Vérifications à l'ELU :**

**1) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1 /BAEL 91 modifié 99)**

$$A_{sadopt} \geq A_{min} .$$

➤ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34cm^2 . .$$

• **En travée :**

$$D'où A_s = 9,42cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

$$A_s = 12,06cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 10,65cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16cm^2 .$$

• **En travée :**

$$A_s = 6,78cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

$$A_s = 10,65cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**2) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

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

$V_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

Avec :

$$V_u^{max} = 163,68 \text{ KN} \quad (\text{poutre principale}).$$

$$V_u^{max} = 143,95 \text{ KN} \quad (\text{poutre secondaire}).$$

➤ Sens principale :

$$\sum U_i = n\pi\Phi$$

$$6\text{HA16} \Rightarrow \sum U_i = \mathbf{30,144} \Rightarrow \tau_{se}^{max} = 1,61 \text{ MPa}.$$

$$3\text{HA14} + 3\text{HA16} \Rightarrow \sum U_i = \mathbf{28,26} \Rightarrow \tau_{se}^{max} = 1,7 \text{ MPa}.$$

$$3\text{HA12} + 3\text{HA16} \Rightarrow \sum U_i = \mathbf{26,376} \Rightarrow \tau_{se}^{max} = 1,84 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Sens secondaire :

$$\sum U_i = n\pi\Phi$$

$$6\text{HA12} \Rightarrow \sum U_i = \mathbf{22,608} \Rightarrow \tau_{se}^{max} = 2,18 \text{ MPa}.$$

$$3\text{HA16} + 3\text{HA14} \Rightarrow \sum U_i = \mathbf{28,26} \Rightarrow \tau_{se}^{max} = 2,13 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### 3) Vérification de la contrainte tangentielle :

(Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .

➤ Sens principale :

$$V_u = T_{\text{Max}} = 163,68 \text{ KN}.$$

$$D'où : \tau_u = \frac{163,68 \times 10}{30 \times 37,5} = 1,45 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u = T_{\text{max}} = 143,95 \text{ KN}.$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{143,95 \times 10}{30 \times 32,5} = 1,48 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

**4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

✓ **Influence sur le béton : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

Il faut vérifier que :  $V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ .

➤ Sens principale :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,375 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 675,135KN.$$

$$V_u = 163,68 \leq 675,13KN \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,325 \times 0,3 \times 16,7 \times 10^3 = 586,17KN. \quad \checkmark$$

$$V_u = 143,95 \leq 586,17KN \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur les armatures : (Art A.5.1,312/BEAL 91 modifié 99)**

$$A_{adopt} \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec :  $M_u$  : était pris avec son signe.

Si :  $\left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$  la vérification n'est pas nécessaire.

➤ Sens principale :

$$\left( 214,34 + \frac{-124,73}{0,9 \times 0,375} \right) = -155,23 \leq 0$$

➤ Sens secondaire :

$$\left( 176,32 + \frac{-122,783}{0,9 \times 0,325} \right) \leq -243,46$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**5) Calcul de la longueur de scellement droite des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4x\tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6x\psi_s^2 x f_{t28} = 0.6x(1.5)^2 x 2.1 = 2.835$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42.33$  cm

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49.38$  cm.

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 56.44$  cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4**  $l_s$  » pour les barres à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 12$  :  $lc = 16.93$  cm.

Pour les  $\Phi 14$  :  $lc = 19.75$  cm.

Pour les  $\Phi 16$  :  $lc = 22,576$  cm.

**6) calcul des armatures transversales :**

✓ **Poutres principales :**

Zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) = 10\text{cm} .$$

Soit à prendre :  $S_t = 10$  cm

Zone courante :  $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}.$

Soit à prendre :  $S_t = 15$  cm

✓ **Poutres secondaires :**

Zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6, 30\text{cm}\right) = 8,75\text{cm} .$$

Soit à prendre :  $S_t = 8$  cm.

Zone courante :  $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}.$

Soit à prendre :  $S_t = 12$  cm.

**7) Diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{lim}, \frac{b}{10}\right)$$

✓ **Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1,14, 1,2, 3)$$

$\phi$  : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

✓ **Poutres secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min\left(1,1, 4,3\right)$$

**Remarque :**

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit : **1 cadre et une épingle en HA8.**

On adopte une section d'armatures transversales  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**8) Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

$$. A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**9) Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- poutre principales :  $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ .
- Poutres secondaires :  $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .

**VI.2.5) Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

**1) Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré **peu nuisible**, cette vérification n'est pas nécessaire.

**2) Etat limite de résistance du béton en compression :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa.}$$

- Contrainte admissible du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

On calcul ;  $\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$  , puis on déduit les valeurs de  $\beta_1$  et k.

Les contraintes valent alors :  $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$  et  $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$  .

**3) Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis**

- **poutres principales :**

	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	Obs
<b>En appui</b>	<b>-90,97</b>	<b>12,06</b>	1,14	0,8565	19,25	199,75	10,89	15	<b>vérifiée</b>
En Travées	56,461	9,42	0,849	0,869	23,17	186,41	8,04	15	<b>vérifiée</b>

- **poutres secondaire :**

	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	Obs
En appui	90,025	10,65	1,11	0,8555	19,6	36,53	1,86	15	<b>vérifiée</b>
En travées	21,821	6,78	0,71	0,8775	25,815	114,62	4,44	15	<b>vérifiée</b>

**4) Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$ .
- $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$

Avec :

$A_s$  : section adoptée en travée.

$f_e$  : limite élastique des aciers (400 MPA).

$M_t$  : moment max en travée à l'ELS (à partir des logiciel).

$M_0$  : moment max isostatique ( $q_s \times l^2/8$ ).

➤ **Poutres principales** :

$$\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{495} = 0,081 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,08 \geq 0,001 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,42}{30 \times 37,5} = 0,008 \leq 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ **Poutre secondaire** :

$$\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{380} = 0,092 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,071 > 0,001 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{30 \times 32,5} = 0,0069 \leq 0,105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les poutres principales et secondaires, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**5) Disposition constructive :**

Conformément au **CBA 93 annexe E<sub>3</sub>**, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- ✓  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### **VI.3) ferrailage des poteaux :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q ± E	RPA 2003
	0.8 G ± E	RPA 2003

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.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

#### ➤ **Recommandations du R.P.A. 2003 :**

##### **1) Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

**-Le pourcentage minimal : est de : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.**

Poteau 1 (45×45) :  $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteau 2 (40×40) :  $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteau 3 (35×35) :  $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

**-Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.**

Poteau 2 (45×45) :  $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau 3 (40×40) :  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau 4 (35×35) :  $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

**-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.**

Poteau 2 (45×45) :  $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteau 3 (40×40) :  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau 3 (35×35) :  $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

-Le diamètre minimal est de 12 mm.

-La longueur de recouvrement minimale : est de  $40\Phi$  en zone IIa.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

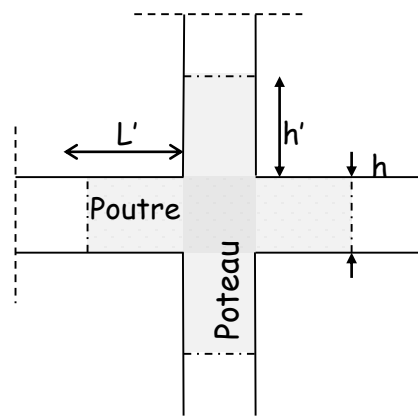
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).



*Figure 1 : Délimitation de la zone nodale*

On aura :

-  $h' = 60 \text{ cm}$ .

-  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$  : poutre principales de  $(35 \times 40)$ .

-  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$  : poutre secondaires de  $(30 \times 35)$ .

**2) Les armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher la déformation transversale du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre l'effort tranchant et la sollicitation du poteau au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

$h$  : Hauteur totale de la section brute

$V_u$  : Effort tranchant du calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : L'élancement géométrique du poteau.$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left( \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

**En zone IIa :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$$

Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\text{min}}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi > 12mm$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

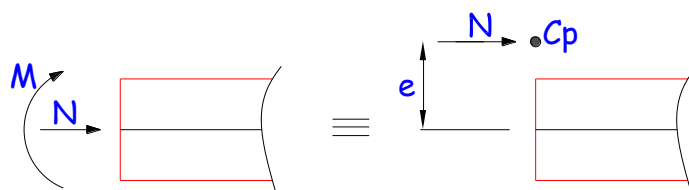
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{\min}$ .

### VI.3.1) Calcul du ferrailage :

➤ **Etapes de calcul en flexion composée :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = \frac{M}{N}$ .



*Figure 2 : Section en flexion composée.*

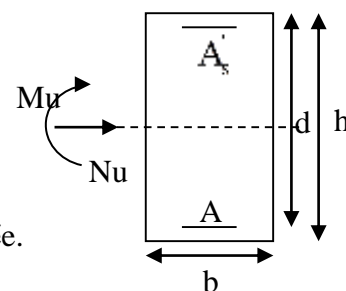
- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

• **Armatures longitudinales :**

Etape de calcul :

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée.

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Alors la section est entièrement comprimée.



Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

## Chapitre VI : ferrailage de la structure

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$  Moment fictif

- ✓ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

On calcule :  $M_r = \mu_b bd^2 f_{bc}$

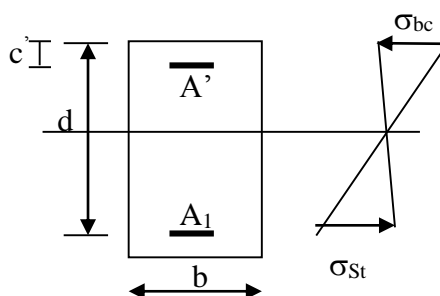
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A_s' = A_1'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .



- ✓ Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- ✓ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées :

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- ✓ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

## Chapitre VI : ferrailage de la structure

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$  En situation durable.

$\gamma_b = 1.15$  En situation accidentelle.

$N_u$ : effort de compression.

### ➤ Ferrailage des poteaux sous $M_2$ : (sens transversal des poteaux) :

sec	comb	N	M	e	Obs	$\mu$	Obs2	$\beta$	$A_1$	$As'$	$A_{min}$	Choix armatures
		KN	(Kn.m)	(m)	/				(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
45*45	ELU	-2183,72	0,299	0,00 1	SEC	/	SSA	/	/	0	16,2	4 HA 20+4 HA16 =20,6cm <sup>2</sup>
	GQEX MIN	838,8	6.001	0,0253	SPC	0,0984	SSA	0,9481	10.912	/	16,2	
	ELU	584,24	73,104	0,1251	SPC	0,1646	SSA	0,9095	14,121	/	16,2	
40*40	ELU	-1591,76	0,365	0,0002	SEC	/	SSA	/	/	0	12,8	4 HA16+4 HA14 =14,2cm <sup>2</sup>
	GQEX MIN	667.75	8.028	0,0085	SPC	0,1021	SSA	0,9460	8.917	/	12,8	
	GQEX MIN	695,64	47,463	0,0682	SPC	0,1384	SSA	0,9252	12,192	/	12,8	
35*35	ELU	-860,75	17,577	0,0204	SEC	/	SSA	/	/	0	9,8	4HA14+4 HA12 =10,68cm <sup>2</sup>
	GQEX MIN	109.79	1.743	0,0254	SPC	0,0226	SSA	0,9885	1,438	/	9,8	
	GQEY MIN	158,93	54,633	0,3438	SPC	0,0976	SSA	0,9485	6,364	/	9,8	

### VI.3.2) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **état limite de compression du béton :**

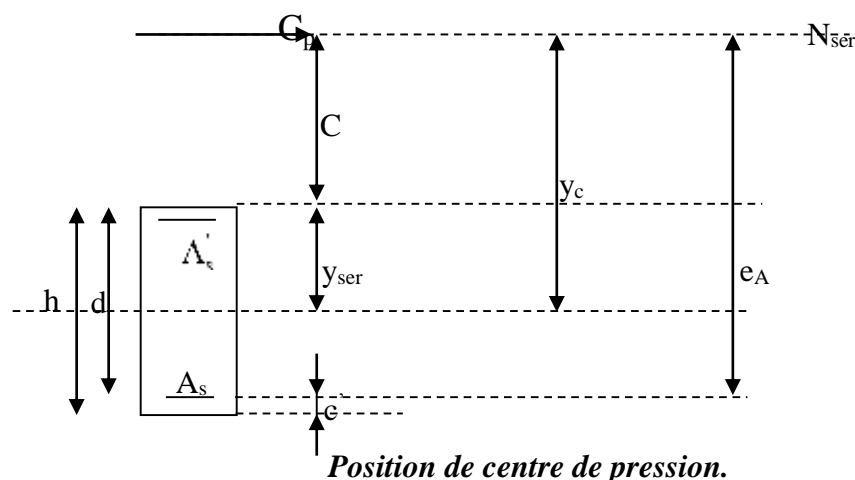
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} .$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

**a) Section partiellement comprimée :**



$y_c$  : est la distance de l'axe neutre au centre de pression  $C_p$  comportée positivement avec effort normal  $N_{ser}$  de compression.

$C$  : distance de centre de pression ( $c$ ) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

Avec :

$e_A$  de même signe que  $N_{ser}$ .

Si  $N_{ser} < 0 \Rightarrow$  quel que soit la position du centre de pression (à l'intérieur ou à l'extérieur de la section).

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d & (C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d & (C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

$$\text{On pose } y_{ser} = y_c - C, \quad 0 \leq y_{ser} \leq d$$

$$tq: e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que  $y_c$  est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos\phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad \text{puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\phi \left( \frac{\phi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left( \frac{\phi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left( \frac{\phi}{3} + 240 \right)$$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

### • Calcul des contraintes :

Hypothèses caractéristique à l'ELS :

H<sub>1</sub> : les sections planes restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H<sub>2</sub> : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H<sub>3</sub> : les matériaux restent dans leur domaine élastique à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = E_b \varepsilon_b \quad , \quad \sigma_{st} = E_s \varepsilon_s$$

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

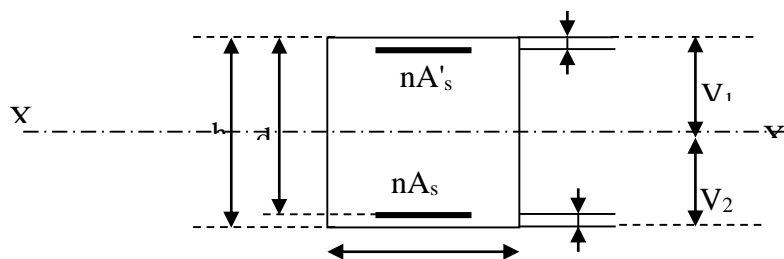
E : module de Young.       $\varepsilon$  : déformation

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans l'acier

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



**Section homogénéisée de béton.**

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors :  $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$  (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent  $\sigma_{bc} = K y_{ser}$ ,  $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$  avec  $n=15$ .

Il faut vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si  $\sigma_b \geq 0$  si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimé

### b) Section entièrement comprimée :

➤ La section total homogène est :  $S = bh + n(A_s + A'_s)$ .

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[ A_s (V_2 - C')^2 - A'_s (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{sup} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

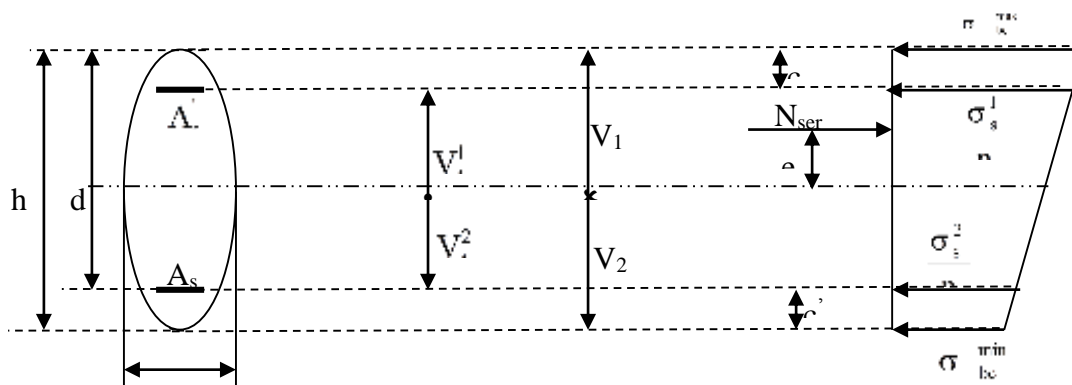
$$\sigma_{inf} = \left( \frac{N_s}{S} - \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$N_s$  : effort de compression a' L'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



## Chapitre VI : ferrailage de la structure

### Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivant :

- Sens transversal des poteaux : M2

NIV	N	M	bxh	h/6	e <sub>s</sub>	Obs.	σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>	$\bar{\sigma}_b$	Aadp	O bs
	(KN)	(KN.m)		(m)			(MPA)			(cm <sup>2</sup> )	
2 sous sols	153,32	25,295	45x45	0,075	0,16	SPC	0,66	0,65	15	20.6	OK
	1586,29	0,206		0,075	0,0001	SEC	6,83	6,77			
	427,37	52,377		0,075	0,12	SEC	1,8	1,86			
RDC 1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup>	42,78	7,207	40x40	0,067	0,17	SPC	0,27	0,2	15	14,2	OK
	1161,9	0,233		0,067	0,0002	SEC	6,37	6,48			
	313,33	32,049		0,067	0,1	SEC	1,77	1,69			
3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup>	6,31	1,295	35x35	0,058	0,2	SPC	0,1	0,007	15	10,68	OK
	628,75	12,855		0,058	0,02	SPC	4,48	4,6			
	91,33	27,158		0,058	0,3	SEC	0,71	0,61			

- Sens longitudinal des poteaux M3 :

NIV	N	M	bxh	h/6	e <sub>s</sub>	Obs	σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>	$\bar{\sigma}_b$	Aadp	Obs
	(KN)	(KN.m)		(m)			(MPA)			(cm <sup>2</sup> )	
2 sous sols	-153,32	-18,632	45x45	0,075	0,12	SEC	0,66	0,65	15	20.6	OK
	1586,29	-2,648		0,075	0,002	SEC	6,83	6,77			
	1224,09	26,144		0,075	0,021	SPC	5,27	5,21			
1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup>	-42,78	-4,101	40x40	0,067	0,09	SEC	0,28	0,19	15	14.2	OK
	-1161,9	7,728		0,067	0,007	SPC	6,45	6,37			
	-313,33	24,085		0,067	0,08	SEC	1,77	1,69			
4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup>	-6,31	3,405	35x35	0,058	0,54	SPC	0,09	0,004	15	10,68	OK
	-628,75	-6,829		0,058	0,01	SPC	4,5	4,48			
	24,053	-168,52		0,058	7,006	SEC	0,35	0,008			

**VI.3.3) Vérification a l'ELU :**

➤ **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)**

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

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

$\psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA 12  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42,33 \text{cm}^2$

Pour les HA 14  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49,38 \text{cm}^2$

Pour les HA 16 :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{cm}^2$

Pour les HA 20 :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2.0 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55 \text{cm}^2$

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \phi$

Pour les **HA12** :  $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$

Pour les **HA14** :  $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$

Pour les **HA16** :  $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{cm}$

Pour les **HA20** :  $L = 40 \times \phi = 40 \times 2.0 = 80 \text{cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière a empêcher le mouvement de celle-ci vers la paroi de poteau.

(Exemple de calcul pour **RDC**).

Le diamètre ( $\emptyset$ ) des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\emptyset_t \geq \frac{\phi_L^{max}}{3} \longrightarrow \emptyset_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ cm.}$$

Ils seront à haute adhérence, diamètre  $\emptyset_t = 8 \text{mm}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par **deux cadres en  $\emptyset 8$**

( $A_t = 2,01 \text{cm}^2 = 4 \text{HA}8$ )

➤ **Espacement des diamètres : [BAEL91/Art8.13] :**

$$S_t \leq [15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10) \text{ cm}] = \min [21, 40, 45]$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm.}$$

Avec :

a : le plus petit des côtés pour les poteaux.

➤ **Longueur de recouvrement [BAEL91/Art6.122] :**

**-Longueurs de recouvrement :**  $L_r = 40\phi_t = 40 \times 0.8 = 32\text{cm}.$

➤ **Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 / [Art7.4.22] :**

**-Espaceement des diamètres :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq (10\phi_L^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\min}) = 18\text{cm.}$$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale :  $S_t = 10\text{cm.}$

En zone courante :  $S_t = 15\text{cm.}$

**Remarque :**

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U Superposées (avec alternances d'orientation) a fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales RPA99/[Art7.4.22]**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{et} \quad l_f = 0.7 h_e$$

Avec ;

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du pote

b : est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement

$L_0$  : longueur de flambement.

• Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0.45} = 4,76$$

$$\mu > 5$$

En zone nodale :  $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$

En zone courante :  $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 12 = 1.62 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.62 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

## Chapitre VI : ferrailage de la structure

➤ **Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b = Vu / b \times d \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \text{ Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

niv	V <sub>u</sub> (KN)	λ <sub>g</sub>	B (cm)	d (cm)	ρ <sub>b</sub>	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ <sub>bu</sub> (MP)	observati on
SS	27,58	4,76	45	42.5	0,04	0.144	1	Vérifiée
SS	37,3	4,76	45	42.5	0.04	0.195	1	Vérifiée
RDC	20,33	5,355	40	37,5	0.075	0.135	1,875	Vérifiée
1	16,7	5,355	40	37.5	0,075	0.111	1,875	Vérifiée
2	17,83	5,355	40	37.5	0.075	0,119	1.875	Vérifiée
3	14,51	6,12	35	32,5	0.075	0.127	1.875	Vérifiée
4	14,92	6,12	35	32.5	0.075	0,131	1.875	Vérifiée
5	23,25	6,12	35	32.5	0.075	0.204	1.875	Vérifiée

**Tableau : vérification de l'effort tranchant**

### VI.4) Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

- Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :
  - Armatures verticales.
  - Armatures horizontales.
  - Armatures transversales.
- Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :
  - Zone 1 : 2 sous-sols.
  - Zone 2 : RDC 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages.
  - Zone 3 : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages.

### Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	1.35 G + 1.5 Q	<b>ELU (BAEL .91/modifié 99)</b>
	G + Q	<b>ELS (BAEL .91/modifié 99)</b>
	G + Q ± E	<b>RPA 2003</b>
	0.8 G ± E	<b>RPA 2003</b>

### VI.4.1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B = e x L

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

#### Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera comme celui des poteaux, par zone, il se fera en fonction de L'épaisseur des voiles et de la section des **raidisseurs** de ces voiles car il est possible d'adopter Le même ferrailage pour certain niveaux.

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

**Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :**

$$d \leq \min \left( \frac{h_c}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :  $h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré  
 $L_c$  : la longueur de la zone comprimée.  
 $L_t$  : longueur tendue  
 $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

**Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

➤ **Détermination des armatures :**

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile

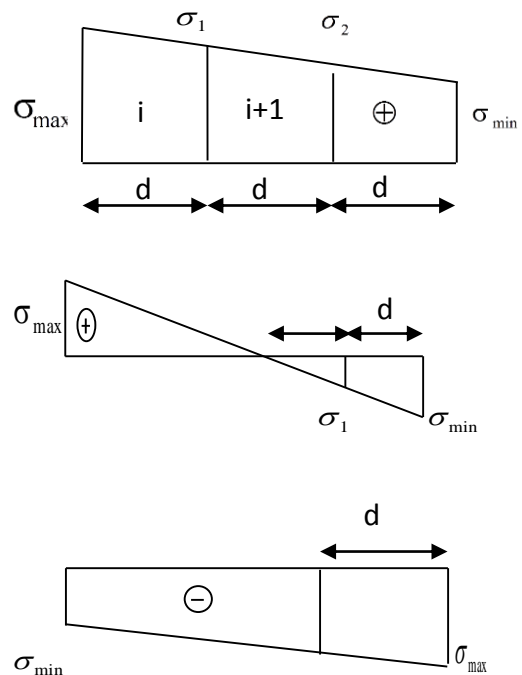
➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

➤ **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**Figure 1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections**

**La méthode de calcul pour la (SEC) :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{2 \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \text{ (Contrainte dans les aciers correspondante à un raccourcissement de } 20/0)$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

➤ **Pour la SET :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{2^{\circ}/\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = 400MP_a$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

➤ **SPC**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right)$$

➤ **Exigences du RPA99 (version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

**a) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ.

- D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

$A_H \geq 0,10 B \%$  En zone courante.

Avec :

AV : section d'armatures verticales

B : section du béton.

### b) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de Couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1.V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4xT$$

AVEC :

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

### c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **(RPA 2003 Art .7.7.4.3)**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### • Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  **(RPA 99)**.

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont L'espace ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des Poteaux représentent les potelets.

### d) Disposition constructive :

#### • Espacement :

D'après le R.P.A.99 version 2003 (**Art 7.7.4.3**), l'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

#### • Longueur de recouvrement : (**Art : 7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003**)

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**e) Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de L'épaisseur du voile.

$$\varnothing_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm.}$$

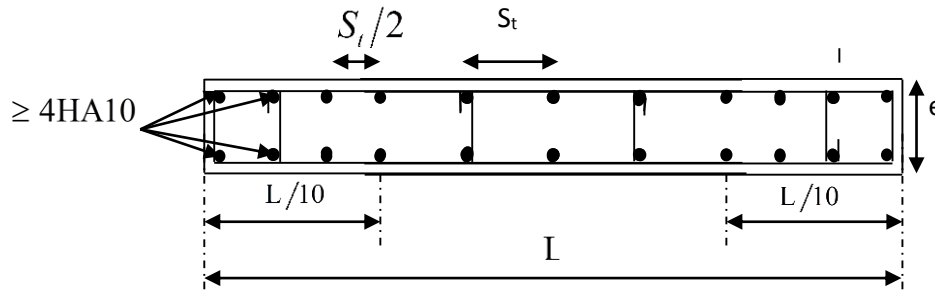


Figure 2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VI.4.2) Les vérifications :**

➤ **Vérification à L'ELS :**

**1) Vérification de la contrainte :**

Pour ce cas : on vérifie que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_s$ : Effort normal appliqué  
 B : Section du béton  
 A : Section d'armatures adoptée.

**2) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \cdot d} \quad \text{Avec } V = 1,4 \times T$$

Avec :  
 e : Epaisseur du linteau ou du voile  
 d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )  
 h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

Pour la fissuration préjudiciable.

### VI.4.3) Exemple de calcul :

Ferrailage du voile transversal plein : VL1

#### Zones II

- Caractéristiques géométriques :

L = 3,5m (entre axe)

L = 3,1m

e = 0.20 m

I = 0,496m<sup>4</sup>

B = L.e = 0,62 m<sup>2</sup>

N<sub>s</sub> = 1815,5 KN.

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1.55 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 21336,74 \text{ KN} \\ \sigma_{\min} = -19798,27 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{21336,74}{21336,74 + 19798,27} \times 3,1 = 1,61 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,49 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = 0,99 \text{ m}$$

Soit un tronçon d = L<sub>t</sub>/2 = 0,75 m

#### ❖ 1<sup>er</sup> tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,49 - 0,75}{1,49} \cdot (19798,27) = 9899,135 \text{ KNm}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_1 = \frac{19798,27 + 9899,135}{2} \times 0,75 \times 0,2 = 2215,47 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 55,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 2215,47 \times 10 / 400 = 55,39 \text{ cm}^2$$

- ❖ **2<sup>eme</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{9899,135}{2} \times 0,75 \times 0,2 = 738,49 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s$$

$$A_{v2} = 738,49 \times 10 / 400 = 18,46 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales /bandes :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0,23 \times B \cdot f_{t28}}{f_c} ; 0,005 B \right) = 7,83 \text{ cm}^2$$

**A adoptée** = 92,46 cm<sup>2</sup> = 23HA16 avec un espacement S<sub>t</sub> = 15 cm.

- **Armatures horizontales :**

**D'après le BAEL 91 :** Ah = A<sub>totale</sub> / 4 = 92,46 / 4 = 23,12 cm<sup>2</sup>

**A adoptée** = 35,88 cm<sup>2</sup> = **23HA10** avec un espacement S<sub>t</sub> = 15 cm.

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (05) épingles au mètre carré soit 5HA8 (5 épingles HA8 /m<sup>2</sup>).

- **Vérification des contraintes :**

**BAEL 91 :**  $\tau_u = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{869,56 \times 10^3}{200 \times 2754} = 1,579 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1,579 \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} .$$

## Chapitre VI : Ferrailage de la structure

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 869,56 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 2,21 \text{ MPa}$$
$$\tau_b = 2,21 \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1857,51 \times 10^3}{2754 \times 200 + 15 \times 86,6 \times 10^2} = 2,729 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,729 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

### **Remarque :**

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

## Chapitre VI : Ferrailage de la structure

VOILE VL 1 et VL6				
<b>Caractéristique géométrique</b>	Zone		II	III
	hauteur etage (m)		3,06	3,06
	L (m)		3,1	3,15
	e (m)		0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,62	0,63
	H		0,4	0,35
<b>Sollicitation de calcul</b>	T (kN)		869,56	246,89
	N <sub>ser</sub> (kN)		-1857,51	-761,11
	Vu (kN)		<b>1217,384</b>	<b>345,646</b>
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		21336,74	758,52
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		-19798,27	-1000,89
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	L <sub>c</sub>		1,61	1,36
	L <sub>t</sub>		1,49	1,79
	D		0,75	0,9
	σ <sub>1</sub>		<b>9899,135</b>	<b>500,445</b>
	N <sub>1</sub>		<b>2215,47</b>	<b>134,52</b>
	N <sub>2</sub>		<b>738,49</b>	<b>44,84</b>
<b>armatures verticales</b>	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		55,39	3,36
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		18,46	1,12
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		33,48	9,51
	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		7,83	9,41
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		92,46	35,88
	Choix de A <sub>v</sub> /nap (cm <sup>2</sup> )		<b>23HA16</b>	<b>23HA10</b>
	ST		15	15
	A <sub>vj</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		40,24	12,57
	Choix de A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		<b>80HA8</b>	<b>16HA12</b>
	ST		10	10
<b>Armatures horizontales</b>	AH <sub>min</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,48	5,38
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		23,12	8,97
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		27,12	27,12
	choix de la section		<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>
<b>A transversal</b>	A <sub>t</sub> adoptées		5 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	6 épingles HA8 /m <sup>2</sup>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	2,21	0,61
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T <sub>u</sub>	1,579	0,448
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	2,729	1,336

Chapitre VI : Ferrailage de la structure

VOILE VL 2 et VL7					
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,25	2,3	2,35
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,45	0,46	0,47
	H		0,45	0,4	0,35
Solicitation de calcul	T(kN)		143,84	-188,18	132
	N <sub>ser</sub> (kN)		-1365,5	-1192,12	-692,64
	Vu (kN)		<b>201,376</b>	<b>-263,452</b>	<b>184,800</b>
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		404,56	404,45	609,23
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-973,99	-993,69	-963,09
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	L <sub>c</sub>		<b>0,66</b>	<b>0,67</b>	<b>0,91</b>
	L <sub>t</sub>		<b>1,59</b>	<b>1,63</b>	<b>1,44</b>
	d		<b>0,79</b>	<b>0,82</b>	<b>0,72</b>
	$\sigma_1$		<b>-486,995</b>	<b>-496,845</b>	<b>-481,545</b>
	N <sub>1</sub>		<b>116,13</b>	<b>121,83</b>	<b>103,97</b>
	N <sub>2</sub>		<b>38,71</b>	<b>40,61</b>	<b>34,66</b>
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2,9	3,05	2,6
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,97	1,02	0,87
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,54	7,24	5,08
A minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe(cm <sup>2</sup> )		<b>8,35</b>	<b>8,58</b>	<b>7,56</b>
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>24,96</b>	<b>24,96</b>	<b>24,96</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		<b>16HA10</b>	<b>16HA10</b>	<b>16HA10</b>
	ST		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
	A <sub>vj</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>9,05</b>	<b>9,05</b>	<b>9,05</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande j	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>
Armatures horizontales	AH <sub>min</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4,77</b>	<b>4,9</b>	<b>4,32</b>
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,24	6,24	6,24
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>14,04</b>	<b>14,04</b>	<b>14,04</b>
	choix de la section		<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>
A transversal	A <sub>t</sub> adoptées		<b>5 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	<b>5 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	<b>5 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>
Vérification de la contrainte	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	<b>0,366</b>	<b>0,636</b>	<b>0,437</b>
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T <sub>u</sub>	<b>0,261</b>	<b>0,342</b>	<b>0,24</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	<b>2,397</b>	<b>2,093</b>	<b>1,216</b>

Chapitre VI : Ferrailage de la structure

VOILE VL 3 et VL4					
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,35	3,4	3,45
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,67	0,68	0,69
	h		0,45	0,4	0,35
Sollicitation de calcul	T(kN)		208,74	-298,34	213,86
	N <sub>ser</sub> (kN)		-2876,84	-1917,19	-2415,4
	Vu (kN)		<b>292,236</b>	<b>-417,676</b>	<b>299,404</b>
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		330,53	416,9	570,53
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-1148,25	-1160,37	-928,06
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	L <sub>c</sub>		<b>0,75</b>	<b>0,9</b>	<b>1,31</b>
	L <sub>t</sub>		<b>2,6</b>	<b>2,5</b>	<b>2,14</b>
	d		<b>1,3</b>	<b>1,25</b>	<b>1,07</b>
	$\sigma_1$		<b>574,125</b>	<b>580,185</b>	<b>464,03</b>
	N <sub>1</sub>		<b>224,01</b>	<b>217,68</b>	<b>148,71</b>
	N <sub>2</sub>		<b>74,67</b>	<b>72,56</b>	<b>49,57</b>
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5,6	5,44	3,72
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1,87	1,81	1,24
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,04	11,49	8,23
A minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe(cm <sup>2</sup> )		<b>14,69</b>	<b>14,69</b>	<b>11,22</b>
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>54,24</b>	<b>37,44</b>	<b>37,44</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		<b>24HA12</b>	<b>24HA10</b>	<b>24HA10</b>
	ST		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
	Avj adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>11,7</b>	<b>11,7</b>	<b>11,7</b>
	Choix de Avj (cm <sup>2</sup> )		<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>
	ST		<b>18</b>	<b>17</b>	<b>17</b>
Armatures transversales	AHmin /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>8,02</b>	<b>7,47</b>	<b>6,32</b>
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		13,56	9,63	9,63
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>22,6</b>	<b>22,6</b>	<b>22,6</b>
	choix de la section		<b>10HA12</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA12</b>
A transversales	At adoptées		<b>5 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	<b>6 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	<b>6épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>
Vérification de contraintes	$\bar{\tau}_h = 5MPa$	T <sub>b</sub>	<b>0,531</b>	<b>0,682</b>	<b>0,482</b>
	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	T <sub>u</sub>	<b>0,379</b>	<b>0,542</b>	<b>0,388</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	<b>5,062</b>	<b>3,353</b>	<b>4,25</b>

Chapitre VI : Ferrailage de la structure

VOILE VL 5 et VL5'					
Caractéristiques géométriques	Zone	I	I	I	
	hauteur étage (m)	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	0,925	0,95	0,975	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,185	0,19	0,195	
	h	0,45	0,4	0,35	
Solllicitation de calcul	T(kN)	-41,88	-102,22	-119,55	
	N <sub>ser</sub> (kN)	-1586,5	-1173,46	-1376,61	
	Vu (kN)	<b>-58,632</b>	<b>-143,108</b>	<b>-167,370</b>	
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	316,55	351,02	563,32	
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-1040,16	-934,07	-753,89	
	Nature de la section	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	L <sub>c</sub>	0,22	0,26	0,42	
	L <sub>t</sub>	0,71	0,69	0,56	
	d	0,35	0,35	0,28	
	$\sigma_1$	<b>-520,08</b>	<b>-467,035</b>	<b>-376,945</b>	
	N <sub>1</sub>	55,32	48,37	31,55	
	N <sub>2</sub>	18,44	16,12	10,52	
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	1,38	1,21	0,79	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	0,46	0,4	0,26	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,61	3,94	4,6	
A minimal	A <sub>min</sub> /bande/nappe(cm <sup>2</sup> )	3,72	3,63	2,93	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	29,38	29,38	29,38	
	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	13HA12	13HA12	13HA12	
	ST	7	7	7	
	Avj adopté (cm <sup>2</sup> )	9,05	9,05	9,05	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	8HA12	8HA12	8HA12	
	ST	12	12	12	
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm <sup>2</sup> )	2,22	1,89	1,68	
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	7,345	7,345	7,345	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	18,72	18,72	18,72	
	choix de la section	12HA10	12HA10	12HA10	
A transversal	At adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0,352	0,837	0,954
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	$\tau_u$	0,076	0,186	0,217
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	2,811	2,079	2,439

## Chapitre VI : Ferrailage de la structure

VOILE VT1					
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>Zone</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	4,5	4,55	4,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,9	0,91	0,92	
	h	0,45	0,4	0,35	
<b>Sollicitation de calcul</b>	<b>T (kN)</b>	-610,03	-648,5	-437,84	
	<b>N<sub>ser</sub> (kN)</b>	-2770,19	-1978,28	-2426,66	
	<b>Vu (kN)</b>	<b>-854,042</b>	<b>-907,900</b>	<b>-612,976</b>	
	<b>σ<sub>max</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	986,91	790,33	565,36	
	<b>σ<sub>min</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	-1573,11	-1235,44	-632,45	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	<b>L<sub>c</sub></b>	<b>1,73</b>	<b>1,78</b>	<b>2,17</b>	
	<b>L<sub>t</sub></b>	<b>2,77</b>	<b>2,77</b>	<b>2,43</b>	
	<b>d</b>	<b>1,38</b>	<b>1,39</b>	<b>1,21</b>	
	<b>σ<sub>1</sub></b>	<b>-786,555</b>	<b>-617,72</b>	<b>-316,225</b>	
	<b>N<sub>1</sub></b>	<b>326,25</b>	<b>257,11</b>	<b>115,21</b>	
	<b>N<sub>2</sub></b>	<b>108,75</b>	<b>85,7</b>	<b>38,4</b>	
<b>Armatures verticales</b>	<b>A<sub>v1</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	8,16	6,43	2,88	
	<b>A<sub>v2</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>	2,72	2,14	0,96	
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	23,49	24,97	16,86	
<b>A minimal</b>	<b>A<sub>min</sub>/bande/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>14,52</b>	<b>14,57</b>	<b>12,57</b>	
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	<b>Av adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>51,48</b>	<b>51,48</b>	<b>22,62</b>	
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>33HA10</b>	<b>33HA10</b>	<b>33HA10</b>	
	<b>ST</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	
	<b>Avj adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>37,72</b>	<b>37,72</b>	<b>22,62</b>	
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>48HA10</b>	<b>48HA10</b>	<b>20HA12</b>	
	<b>ST</b>	<b>7</b>	<b>7</b>	<b>7</b>	
<b>Armatures horizontales</b>	<b>AHmin /nappe cm<sup>2</sup></b>	<b>8,32</b>	<b>8,55</b>	<b>7,16</b>	
	<b>AH /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>12,87</b>	<b>12,87</b>	<b>12,87</b>	
	<b>AH adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>27,12</b>	<b>27,12</b>	<b>27,12</b>	
	<b>choix de la section</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	
<b>A transversal</b>	<b>At adoptées</b>	<b>6épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	<b>6 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	<b>6 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	
<b>Vérification De contraintes</b>	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	<b>T<sub>b</sub></b>	<b>1,174</b>	<b>1,229</b>	<b>0,821</b>
	$\bar{\sigma}_u = 2,5\text{MPa}$	<b>T<sub>u</sub></b>	<b>1,234</b>	<b>1,306</b>	<b>0,882</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	<b>σ<sub>bc</sub></b>	<b>4,561</b>	<b>3,663</b>	<b>2,048</b>

Chapitre VI : Ferrailage de la structure

VOILE VT2					
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,075	3,1	3,125
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,615	0,62	0,625
	h		0,45	0,4	0,35
Solllicitation de calcul	T (kN)		-280,04	-255,79	-199,95
	N <sub>ser</sub> (kN)		-2233,85	-1717,57	-939,51
	Vu (kN)		<b>-392,056</b>	<b>-358,106</b>	<b>-279,930</b>
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		839,24	566,43	544,69
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		-1642,46	-1280,12	-782,59
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	L <sub>c</sub>		<b>1,04</b>	<b>0,95</b>	<b>1,28</b>
	L <sub>t</sub>		<b>2,04</b>	<b>2,15</b>	<b>1,84</b>
	d		<b>1,02</b>	<b>1,07</b>	<b>0,92</b>
	σ <sub>1</sub>		<b>-821,23</b>	<b>-640,06</b>	<b>-391,295</b>
	N <sub>1</sub>		<b>250,70</b>	<b>206,33</b>	<b>108,15</b>
	N <sub>2</sub>		<b>83,57</b>	<b>68,78</b>	<b>36,05</b>
Armatures verticaux	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		<b>6,27</b>	<b>5,16</b>	<b>2,7</b>
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		<b>2,09</b>	<b>1,72</b>	<b>0,90</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		<b>10,78</b>	<b>9,85</b>	<b>7,7</b>
A minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>10,68</b>	<b>11,28</b>	<b>9,67</b>
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>35,88</b>	<b>35,88</b>	<b>35,88</b>
	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )		<b>23HA10</b>	<b>23HA10</b>	<b>23HA10</b>
	ST		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
	Avj adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>12,57</b>	<b>12,57</b>	<b>12,57</b>
	Choix de Avj (cm <sup>2</sup> )		<b>16HA12</b>	<b>16HA12</b>	<b>16HA12</b>
	ST		<b>17</b>	<b>17</b>	<b>17</b>
Armatures horizontaux	AHmin /nappe (cm2)		<b>6,11</b>	<b>6,45</b>	<b>5,53</b>
	AH /nappe (cm2)		<b>8,97</b>	<b>8,97</b>	<b>8,97</b>
	AH adopté (cm2)		<b>18,72</b>	<b>18,72</b>	<b>18,72</b>
	choix de la section		<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>
A transversales	At adoptées		<b>5 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	<b>5 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>	<b>5 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>
Vérification de contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	<b>0,708</b>	<b>0,642</b>	<b>0,498</b>
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T <sub>u</sub>	<b>0,508</b>	<b>0,464</b>	<b>0,363</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	<b>3,921</b>	<b>3,015</b>	<b>1,649</b>

Chapitre VI : Ferrailage de la structure

VOILE VT3

		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	Zone				
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	3,55	3,6	3,65	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,71	0,72	0,73	
	h	0,45	0,4	0,35	
Solicitation de calcul	T(kN)	455,55	600,59	394,2	
	N <sub>ser</sub> (kN)	-2610,11	-907,04	-1107,96	
	V <sub>u</sub> (kN)	<b>637,770</b>	<b>840,826</b>	<b>551,880</b>	
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1044,9	2622,14	657,06	
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-1322,43	-2703,04	-1364,06	
	Nature de la section	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	L <sub>c</sub>	1,57	1,77	1,19	
	L <sub>t</sub>	1,98	1,83	2,46	
	d	0,99	0,91	1,23	
	$\sigma_1$	-661,69	-1351,52	-682,03	
	N <sub>1</sub>	196,69	370,45	252,02	
	N <sub>2</sub>	65,56	123,48	84,01	
armature verticale	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	4,92	9,26	6,3	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	1,64	3,09	2,1	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	17,54	23,12	15,18	
A minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	10,16	9,14	12,83	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	58,76	40,56	40,56	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	26HA12	26HA10	26HA10	
	ST	15	15	15	
	Avj adopté (cm <sup>2</sup> )	22,62	37,72	22,62	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	20HA12	48HA10	20HA12	
	ST	18	18	18	
Armatures horizontaux	AHmin /nappe (cm2)	5,81	5,22	7,33	
	AH /nappe (cm2)	14,69	10,14	10,14	
	AH adopté (cm2)	18,72	18,72	18,72	
	choix de la section	12HA10	12HA10	12HA10	
A transversal	At adoptées	5 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	5 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	6 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	1,158	1,298	0,84
	$\bar{\sigma}_u = 2,5\text{MPa}$	T <sub>u</sub>	0,827	1,09	0,716
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	4,464	1,493	1,895



### VIII.1) Introduction :

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres. Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation.

Cosus l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

### VIII.1) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Art 10.1.2)** pour le voile périphérique est de **20 cm**, on opte pour épaisseur de **20 cm**.

### VIII.2) Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à

$$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times h^2$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2$$

$$\theta = \arctg \left[ \frac{k_h}{1 \pm K_v} \right]$$

$\gamma$  : Poids volumique du sol

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion

$h$  : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$

$\beta$  : angle de la surface du remblai sur l'horizontale

$\theta = \arctg(kh / (1 \pm kv))$ .

$K_h = A$  (Coefficient d'accélération de zone « Art 10.4.2 »)

$K_v = \pm 0,3K_h$

#### ➤ Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$K_p = 1 - \sin(\varphi)$  (formule du jacky).

Avec :

$K_p$  : Coefficient de poussée des terres.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

#### ➤ Caractéristiques du sol :

L'étude du laboratoire géotechnique a donné les résultats ci-dessous :

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$ .
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$ .
- ✓ Cohésion :  $C = 0$  (sol pulvérulent).
- ✓ Surcharges éventuelles :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$ .
- ✓ contrainte de sol : 2,5bars.

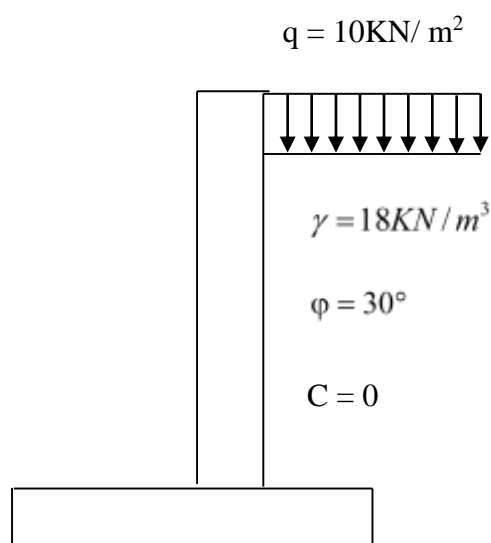


Figure 1 : Mur plaque

**VIII.3) Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin(30) = 0,5$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \text{ avec } 0 < h < H$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,5 \times 10 = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 5,72 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 5,72 + 1,5 \times 10) = 76,998 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 5,72 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (18 \times 5,72 + 10) = 56,48 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul dynamique :**

$$\sigma_H = K_{ad} \times (1 + K_V) \times \sigma_V$$

$$K_h = A = 0,15 \text{ (Coefficient d'accélération de zone « Art 10.4.2 »)}$$

$$K_V = \pm 0,3 K_h = 0,3 \times 0,15 = 0,045$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2} = 0,43$$

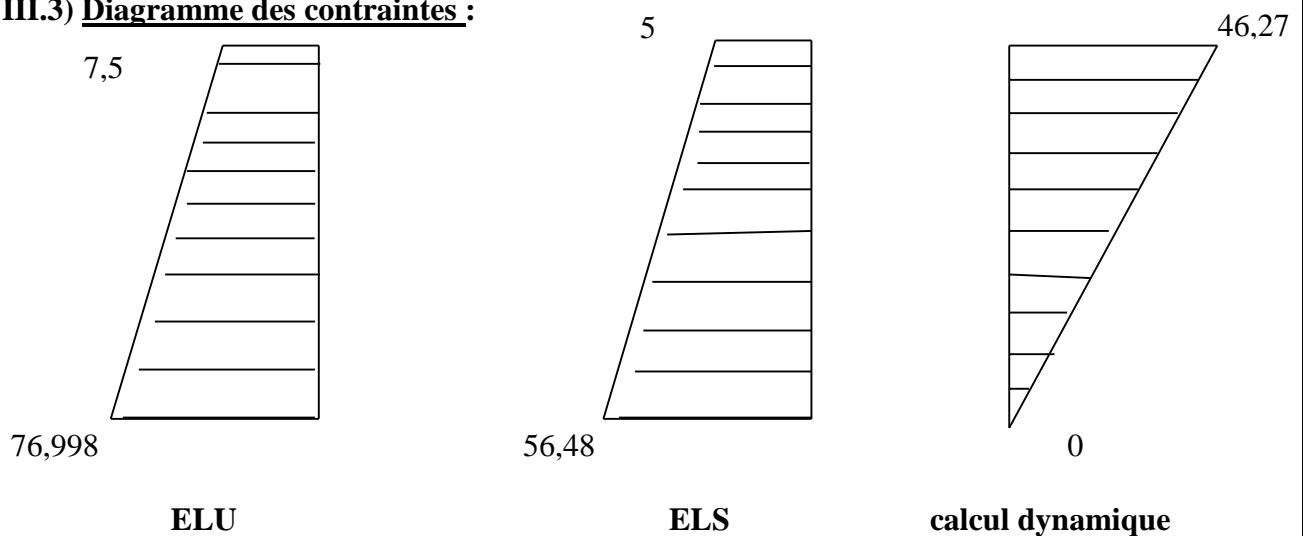
$$\theta = \arctg \left[ \frac{k_h}{1 \pm K_V} \right] = 8,17^\circ \text{ et } \beta = 0$$

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_V) \times \sigma_V = 0,43 \times (1 + 0,045) \times 18 \times h = 8,09 h$$

$$h = 0 \text{ m} \quad \sigma_H = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 5,72 \text{ m} \quad \sigma_H = 46,27 \text{ kN/m}^2$$

**VIII.3) Diagramme des contraintes :**



- **Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :**

$$\text{ELU : } P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 76,998 + 7,5}{4} = 59,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 56,48 + 5}{4} = 43,61 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Calcul dynamique } P_d = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 46,27 + 0}{4} = 34,70 \text{ kn/ml}$$

### VIII.3) Ferraillage du mur plaque :

- **Méthode de calcul :**

Le mur sera considéré comme un panneau de dalles encastrées

Au niveau de la semelle.

Et comme des appuis simple ; poteaux ainsi qu'au niveau du plancher de RDC).

- **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux semi encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités. Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : 0.85

Moment d'encastrement sur les grandes cotés :

0.3 : Appuis de rive

0.5 : Autre appuis intermédiaire

- **Identification des panneaux :**

- **Le plus grand panneau :**

$$l_x = 3,8 \text{ m}$$

$$l_y = 4,95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,8}{4,95} = 0,77; 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaillé dans les deux sens}$$

- a) **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0,77 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5434 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2 = 0,0596 \times 59,62 \times 4,95^2 = 87,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,5434 \times 87,07 = 47,31 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**

➤ **Sens x- x :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 87,07 = 43,535 \text{ KN.m}$$

- *En travée :*

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 87,07 = 74,0095 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 47,31 = 23,655 \text{ KN.m}$$

- *En travées :*

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 47,31 = 40,2135 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,9 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5434 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x p l_x^2 = 0,0596 \times 43,61 \times 4,95^2 = 63,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,5434 \times 63,68 = 34,60 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**

➤ **Sens x - x :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 63,68 = 31,84 \text{ KN.m}$$

- *En travée :*

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 63,68 = 54,128 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 34,6 = 17,3 \text{ KN.m}$$

- *En travées :*

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 34,6 = 29,41 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage du mur plaque :**

Sens	zone	$M_u$ (kn.m)	$\mu_U$	$\mu_i$	section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	d (cm)
XX	Appuis	43535	0,106	0,392	SSA	0,944	7,79	2.05	6HA14 =9,23cm <sup>2</sup>	17
	Travée	74009,5	0,180	0,392	SSA	0,	13,90	2.05	7HA16=14,07cm <sup>2</sup>	17
YY	Appuis	23655	0,058	0,392	SSA	0,97	4,12	2.05	6HA14 =9,23cm <sup>2</sup>	17
	travée	40213,5	0,098	0,392	SSA	0,948	7,17	2.05	7HA16 =14,07cm <sup>2</sup>	17

**Tableau1 : ferraillage du mur**

➤ **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par cinq épingles/m<sup>2</sup> de 5HA8.

**VIII.4) Vérification à l'ELS :**

➤ **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la contrainte n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	43,535	31,84	1,36730528	0,091	0,43365264	cv
	Travée	74,0095	54,128	1,36730528	0,159	0,43365264	cv
YY	appui	23,655	17,3	1,36734104	0,03	0,43367052	cv
	travée	40,2135	29,41	1,36734104	0,1	0,43367052	cv

**Tableau 2) vérification des contraintes à l'ELS**

**Remarque :**

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_{0x}}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{380} = 0,053 > \frac{M_t}{20M_0} = \frac{48,841}{20 \times 57,46} = 0,0425 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A \cdot f_e}{bd} = \frac{9,23 \times 400}{100 \times 17} = 2,17 < 4,2 \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{380} = 0,053 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{c non vérifié .0}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E_v I} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 56,48 \text{ KN /m}^2$$

$E_v$  = Module de déformation différé

$I$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15x A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$  ; Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15x A_t x d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15x 14,07 \times 17 = 23587,85 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène :

$$B_0 = bxh + 15x A_t = 100 \times 20 + 15 \times 14,07 = 2211,05 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{23587,85}{2211,05} = 10,67 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = 20 - 10,67 = 9,33 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} (10,67^3 + 9,33^3) + 15x 14,07 (9,33 - 3)^2 = 76093,33$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \frac{56,48 \times 10^4 \times 3,8^4}{10818,86 \times 76093,33} = 0,00186 \text{ m} = 0,186 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

La fissuration est considérée très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta=1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{200; 164,97\} = 164,97 \text{ MPa}$$

• **Recherche de la position de l'axe neutre  $y_1$  :**

Sens XX :

Aux appuis :

$$b y_1^2 + 30 A_{st} y_1 - 30 A_{st} d = 0$$

$$100 y_1^2 + 425,7 y_1 - 7236,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1753,85$$

$$y_1 = 6,64 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (6,64)^3}{3} + 15 \times 14,19 (17 - 6,64)^2 = 32603,603 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{\Delta}$	$y_1$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPa)	observation
XX	Appui	9,23	1753,85	6,64	32603,603	10,02	vérifiée
	Travée	14,19	1753,85	6,64	32603,603	17,03	vérifiée
YY	Appui	9,23	1753,85	6,64	32603,603	3,73	vérifiée
	travée	14,19	1753,85	6,64	32603,603	6,34	vérifiée

*Tableau3) vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.*

### **VII.1) Introduction :**

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), 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 résultant de l'action de séisme**, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** ; qui peut être exercé dans de différents plans.

### **VII.2) Type de fondation :**

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ➤ **Fondation superficielles ;**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante, Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

#### ➤ **Fondations profondes ;**

Utilisées pour 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.

### **VII.3) Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation, repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

- ❖ La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2,5bars$
- ❖ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

#### VII.4) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- **La nature de l'ouvrage à fonder** ; pont, bât. d'habitation, bât industriel, soutènement,...
- **La nature du terrain** ; connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- **Le site** ; urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- **La mise en œuvre des fondations** ; terrain sec, présence d'eau,...
- **Le type d'entreprise** ; matériel disponible et compétences,...
- **Le coût des fondations** ; facteur important mais non décisif.

#### VII.5) Dimensionnement :

##### VII.5.1) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du 1<sup>er</sup> sous-sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

➤ **Respect de l'homothétie des dimensions poteau et semelle :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

✓ **Exemple de calcul :**

➤ **Niveau** —————> **- 6.12 m**

$$N_{ser} = 1586,29 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = A = 3,14 \text{ m}$$

$N_{ser}$  ; c'est l'effort normal du poteau le plus sollicité (C19)

#### Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de **chevauchements** est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**VII.6) semelles filantes :**

➤ **Semelles sous poteaux :**

**a) 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.

**b) Etape du calcul :**

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

❖ détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ Et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

❖ détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

**c) Exemple de calcul :**

➤ **Niveau -6,12 m :**

• **Détermination de la résultante des charges :**

Le calcul se fera pour le portique longitudinal (sens porteur).

<i>Poteau</i>	<i>N<sub>i</sub> = G+Q</i>	<i>M<sub>i</sub></i>	<i>e<sub>i</sub></i>	<i>P.e<sub>i</sub></i>
C4	1031,99	7,383	6,85	7069,1315
C9	879,7	-2,648	2,85	2507,145
C14	740,94	6,183	-2,1	-1555,974
C19	<b>1586,29</b>	-3,567	-6,85	-10866,09
<b>somme</b>	4238,92	7,351	/	<b>2845,784</b>

*Tableau1) Sollicitations sur la semelle sous poteaux.*

**Résultante :**

$$R = \sum N_i = 4238,92 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2845,784 + 7,351}{4238,92} = -0,67 \text{ m}$$

Donc l'excentricité  $e = -0,67 \text{ m}$ .

$$e = -0,67$$

$-0,67 \leq \frac{L}{6} = \frac{13,7}{6} = 2,28 \text{ m} \Rightarrow$  On a donc une répartition **trapézoïdale**

➤ **Calcul de la largeur B :**

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4238,92}{13,7} \times \left(1 + \frac{6(0,67)}{13,7}\right) = 432,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4238,92}{13,7} \times \left(1 - \frac{6(0,67)}{13,7}\right) = 186,1 \text{ KN/m}^2$$

**Répartition rectangulaire :**

$$\sigma_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4238,92}{13,7} \times \left(1 + \frac{6(-0,67)}{13,7}\right) = 304,73 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{\sigma_{\frac{L}{4}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{304,73}{250} = 1,22 \text{ m}.$$

Soit  $B = 1.2 \text{ m}$ .

Nous aurons donc,  $S = BXL = 1.20 \times 13,7 = 16,44 \text{ m}^2$

**Avec :**

$n$  : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_p = 16,44 \times 4 = 65,76 \text{ m}^2.$$

$$S_p = \mathbf{65,76 \text{ m}^2}$$

➤ **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

**B** : La largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle sous voile

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

• sens longitudinale :

Voiles	(G+Q)	L	B	S=B.L
	KN	(m)	(m)	m <sup>2</sup>
VL2	954,6	2,7	1,41	3,8
VL3	1095,63	3,6	1,22	4,38
VL4	1042,18	3,8	1,09	4,17
VL5	695,48	3,8	0,73	2,78
VL7	804,89	2,7	1,19	3,22
/	<b>4592,78</b>	/	/	<b>18,37</b>

Tableau 2) surface de semelles filantes sous voiles.

• sens transversal :

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	1324,1	4,95	1,0699798	5,29
VT2	1109,03	4,95	0,89618586	4,44
VT3	942,1	4	0,9421	3,77
/	<b>3375,23</b>	/	/	<b>13,50</b>

Tableau 3) surface de semelles filantes sous voiles.

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$\rightarrow S_v = 18,37 + 13,50 = 31,87 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_v + S_p$$

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 202,03 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes :  $S_T = S_v + S_p = 65,76 + 31,87 = 97,63 \text{ m}^2$

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{97,63}{202,03} = 0,4832 = 48,32 \%$$

$$S_T \leq 50 \% S_{bat}$$

**Remarque :**

Vu que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment. Donc j'opte pour des semelles filantes comme fondation.

**VII.7) Calcul de semelle sous poteaux :**

**a) Hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

**Avec :**

$B$  : largeur de la semelle.

$h_s$  : Hauteur de la semelle.

$b$  : largeur du poteau dans le sens  $x$

$$h_s \geq \frac{120-45}{4} + 5 = 23,75$$

On adopte une hauteur  $h_s = 35 \text{ cm}$ .

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L = 13,7 \text{ m}$$

$$B = 120 \text{ cm}$$

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

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

**a) Dimensionnement de *La poutre de rigidité* :**

**Avec :**

$$L_{\max} = 4,95 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{6} \Rightarrow 55 \leq h \leq 82,5$$

Soit  $h_p = 90 \text{ cm}$

$$\text{La largeur } \frac{h_p}{3} \leq h \leq \frac{2h_p}{3} \Rightarrow 20 \leq h \leq 40$$

**On adopte une largeur  $b_p = 40 \text{ cm}$ .**

**VII.5.5) Ferrailage de la poutre (ELU) :**

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur cinq Appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

a) Calcul de la charge uniforme :

Points d'appuis	NU	MU	EU	NU*EI
16	843,77	0,787	-8,85	7467,3645
17	1526,55	0,002	-4,85	7403,7675
18	1655,6	-0,331	-0,85	1407,26
19	1208,2	0,002	4,1	4953,62
20	1009,47	-0,505	8,85	8933,8095
<b>Somme</b>	<b>6243,59</b>	<b>-0,045</b>	/	<b>2390,9625</b>

Tableau 4) Sollicitation sur la poutre.

$$R = \sum N_u = 6243,59 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2390,9625 + 0,045}{6243,59} = -0,38 \text{ m}$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3eu}{L}\right) = \frac{6243,59}{13,7} \times \left(1 + \frac{3(-0,38)}{13,7}\right) = 330,02 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul des moments isostatiques :

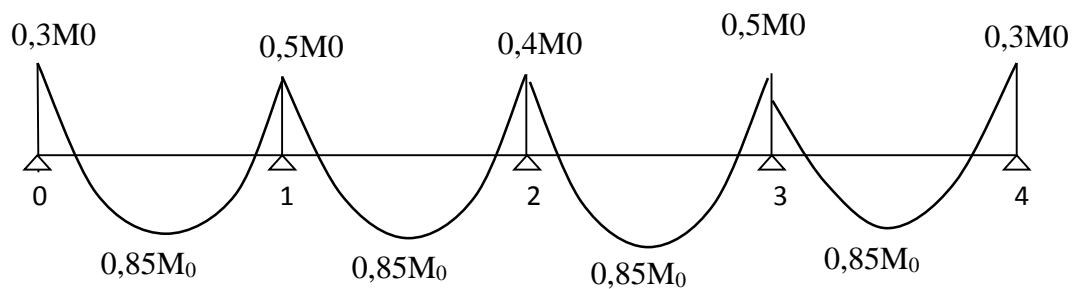


Diagramme du moment isostatique.

✓ La travée 0-1 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{330,02 \times 4^2}{8} = 660,04 \text{ KN.m.}$$

✓ La travée 1-2 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{330,02 \times 4^2}{8} = 660,04 \text{ KN.m.}$$

✓ La travée 2-3 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{330,02 \times 4,95^2}{8} = 1010,79 \text{ KN.m.}$$

✓ La travée 3-4 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{330,02 \times 4,75^2}{8} = 930,75 \text{ KN.m.}$$

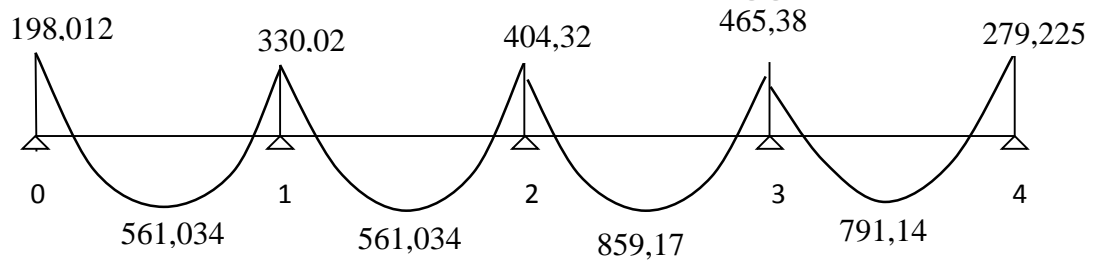


Diagramme du moment isostatique.

c) Calcul des armatures :

➤ Aux appuis :

Appuis	Ma	M	$\beta$	$A_c$	$A_{min}$	Section adoptée	A adopte
	KN.m	/	/	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	/
0	198,012	0,046	0,976	6,7	18	20,6	4HA16+4HA20
1	330,02	0,077	0,9595	11,36	18	20,6	4HA16+4HA20
2	404,32	0,094	0,951	14,04	18	20,6	4HA16+4HA20
3	465,38	0,108	0,943	16,3	18	20,6	4HA16+4HA20
4	279,225	0,065	0,9665	9,54	18	20,6	4HA16+4HA20

Tableau 5) Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

➤ En travée :

Travée	Ma	M	$\beta$	$A_c$	$A_{min}$	Section adoptée	A adopte
	KN.m	/	/	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	/
0-1	561,034	0,13	0,93	19,92	18	25,12	4HA20+4HA20
1-2	561,034	0,13	0,93	19,92	18	25,12	4HA20+4HA20
2-3	859,17	0,2	0,887	31,3	18	25,12	4HA20+4HA20
3-4	791,14	0,184	0,898	29,09	18	25,12	4HA20+4HA20

Tableau 6) Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau de la travée.

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{Mpa}, 4 \text{Mpa} \right)$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{330,02 \times 4,95}{2} = 816,8 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{816,8 \times 10^3}{870 \times 400} = 2,3 \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{Mpa.} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement  $l_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure doit être effectué avec des crochets  $90^\circ$ .

➤ **Armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{90}{35}, \frac{40}{10}, 2\right) \text{ on prend : } \phi_{\min} = 8\text{mm.}$$

On opte 2 cadres + un étrier de  $\phi 8$  :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

➤ **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, L'espacement entre les cadres doit être :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 30, 12\phi_{l \min}\right)$$

On prend  $S_t = 10\text{cm}$ .

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 90/2 = 45\text{cm.}$$

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

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$S_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2 \geq 1,2\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**d) Ferraillage de la semelle dans le sens "B" :**

➤ **Armatures principale :**

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_b = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$D'où : N_{uf} = B \cdot \sigma_{3/4} \cdot 100 = 1,2 \times 330,02 \times 1 = 396,024\text{KN.}$$

$$A_b = \frac{396,02(120-40)}{8 \times 32 \times 34,8} = 3,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend ; **4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml**

➤ **Armatures de répartition**

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

On prend : **4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**.

**VII.8) Ferrailage de la semelle sous voile (VT1) :**

**a) Dimensionnement :**

➤ **La hauteur de la semelle :**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{120-20}{4} + 5 = 30 \text{ cm.}$$

$$B = 1,2 \text{ m.}$$

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

➤ **Vérification de la contrainte du sol :**

$$\sigma_{sol} = \frac{N_S}{B.L} \leq \frac{1324,1}{120 \times 4,95} = 222,91 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

**a) Calcul des armatures :**

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m.

➤ **Armatures principale :**

$$N_u = 3327,67 \text{ KN.}$$

$$M_u = \frac{N_u(B-b)^2}{8b} = \frac{3327,67 (1,2-0,2)^2}{8 \times 1,2} = 346,63 \text{ KN.m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{0,9d\sigma_{st}} = \frac{346,63 \times 10^3}{0,9 \times 87 \times 348} = 12,72 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte : } A_t = 16,09 \text{ cm}^2 = 8 \text{ HA16.}$$

Avec un espacement  $S_t = 10 \text{ cm.}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{16,09}{4} = 4,0225 \text{ cm}^2.$$

$$A_r = 8 \text{ HA14} = 12,32 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 10 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur du scellement :**

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 2,1 \times 1,52 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

Donc :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 45,4 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 50 \text{ cm.}$$

$$l_c 40 \cdot \emptyset = 65 \text{ cm.}$$

**VII.9) Etude de fondation (Niveau → 0 m) :**

➤ **Semelle isolée :**

$$N_{ser} = 1001,5 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = A = 2,003 \text{ m}$$

**Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de **chevauchements** est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

➤ **Exemple de calcul :**

Les mêmes étapes que l'étude de la 1<sup>er</sup> fondation

**Niveau 0-0 m :**

- **Détermination de la résultante des charges sous poteaux**

Poteau	G+Q	ei	M	P.ei
C4	404,3	6,85	-0,264	2769,455
C9	1001,5	2,85	0,052	2854,275
C14	330	-2,1	0,052	-693
C19	220,01	-6,85	0,382	-1507,069
<b>Totale</b>	<b>1955,81</b>	/	<b>0,222</b>	<b>3423,6615</b>

**Tableau 7) surface de semelles filantes sous poteaux.**

$$e = 1,75 \leq \frac{L}{6} = \frac{13,7}{6} = 2,28 \text{ m} \Rightarrow \text{On a donc une répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = 186,52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = 98,99 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Répartition rectangulaire :**

$$\sigma_{\left(\frac{L}{4}\right)} = 88,05 \text{ KN/m}^2$$

Soit : **B=0,35 m.**

Nous aurons donc,  $S = 19,18 \text{ m}^2$

➤ **Détermination de la résultante des charges sous voiles :**

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL2	136,04	3,5	0,1554743	0,54416
VL3	142,54	3,5	0,1629029	0,57016
<b>Totale</b>	/	/	/	<b>1,11</b>

**Tableau 8) surface de semelles filantes sous voiles.**

✓ **Les résultats obtenus :**

$$S_T = S_v + S_p = 20,29 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{20,29}{47,95} = 0.423 = 42,3 \%$$

$$S_T \leq 50 \% S_{bat}$$

**Remarque :**

✓ La surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment Donc j'opte pour des semelles filantes comme fondation.

✓ Vu que les sollicitations sont faible par a port à la fondation au niveau **(-6,12m)** Donc j'opte au ferrailage le plus défavorable c'est le même ferrailage que le niveau **(-6,12 m)**.

# *Conclusion général*

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir: « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

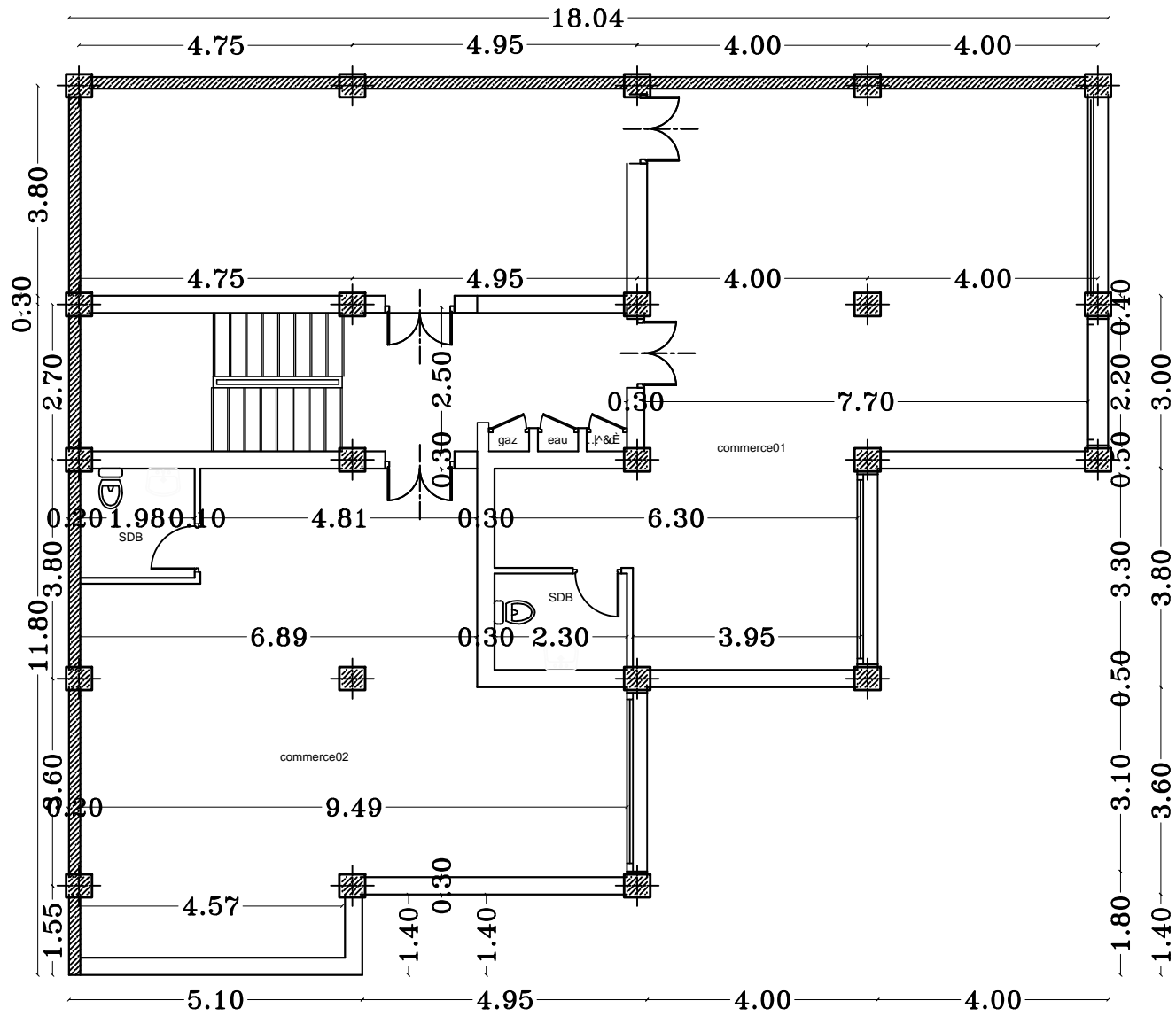
Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apportées un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit à des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence.

En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

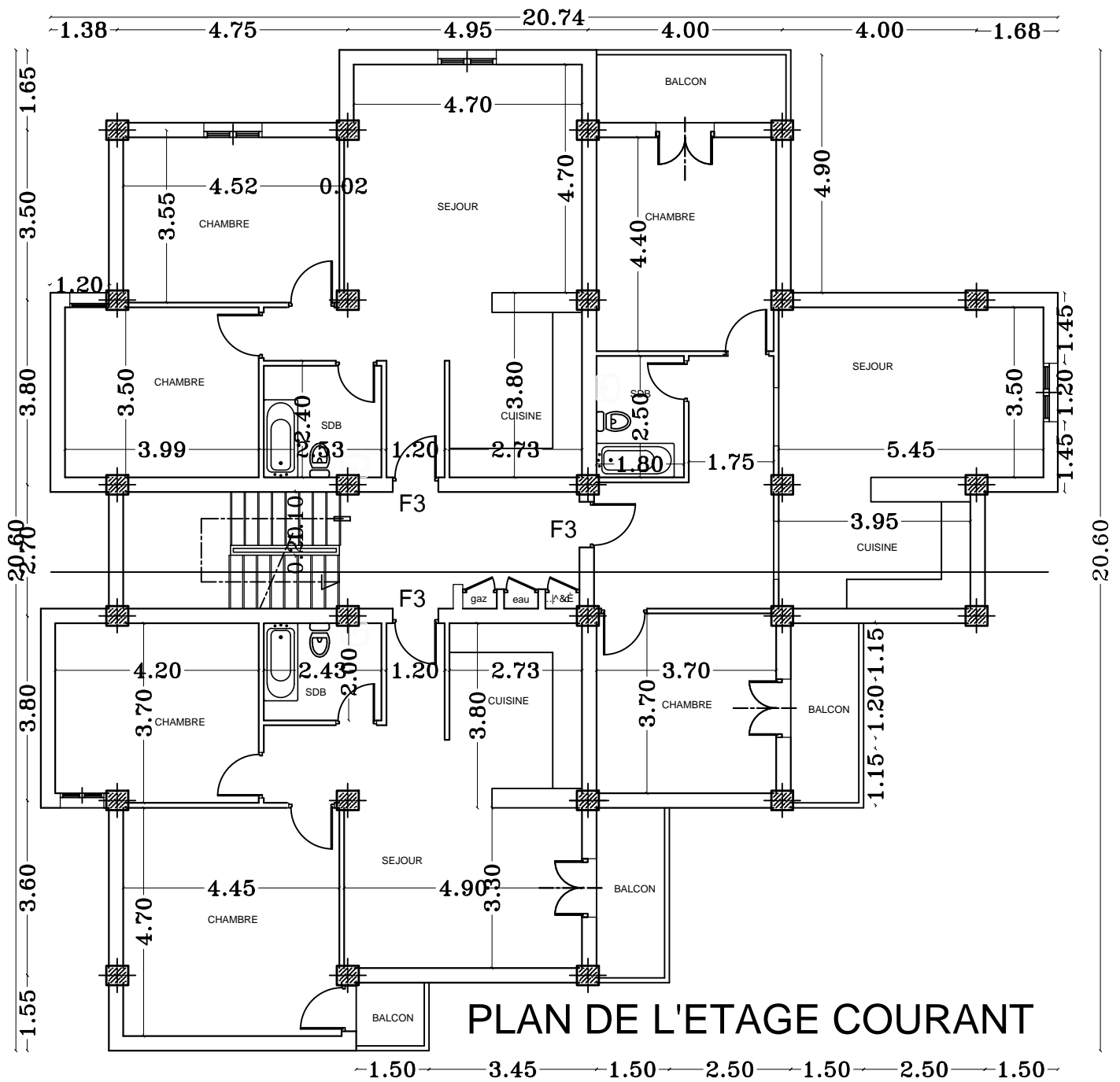
# Bibliographie

- *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- *Règles BAEL91 modifié 99*
- *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- *Guide de calcul béton armé Jacques LAMIRAULT et Henri RENAUD.*
- *Thèses de l'université Mouloud MAMERI.*

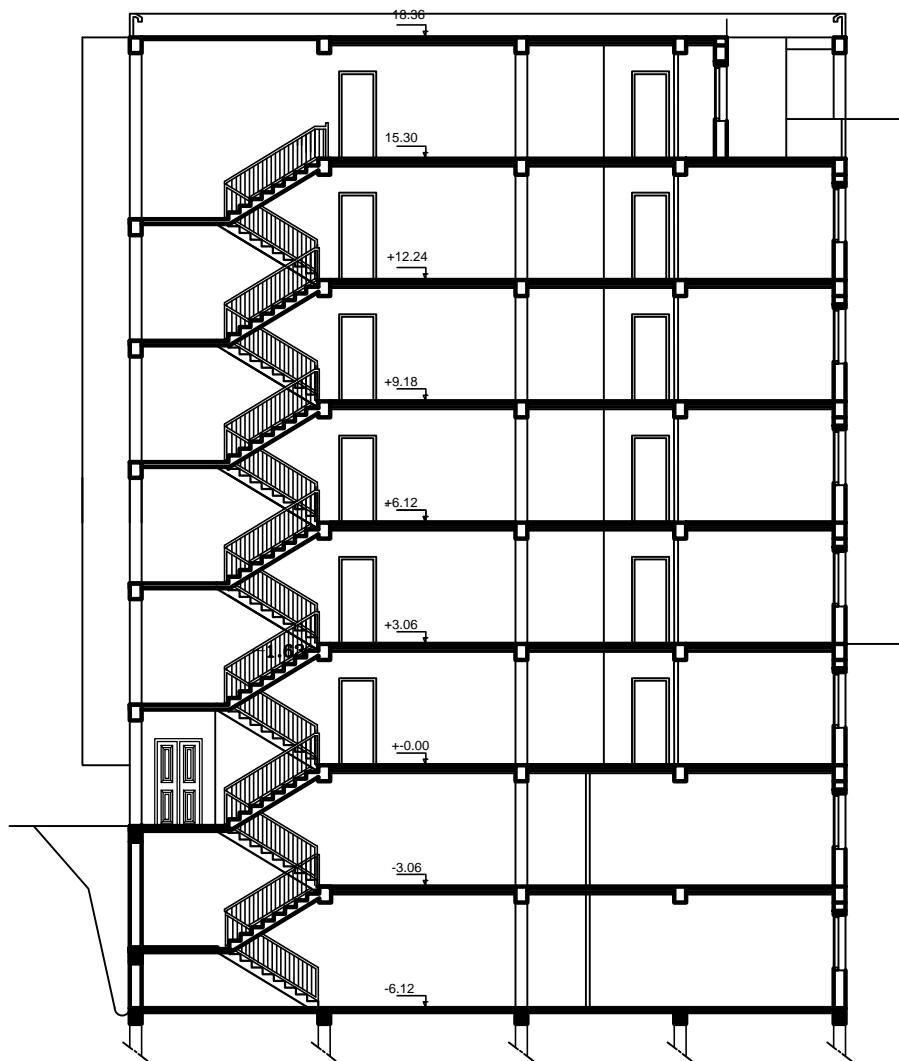


PLAN DU S/SOL 1 et 2

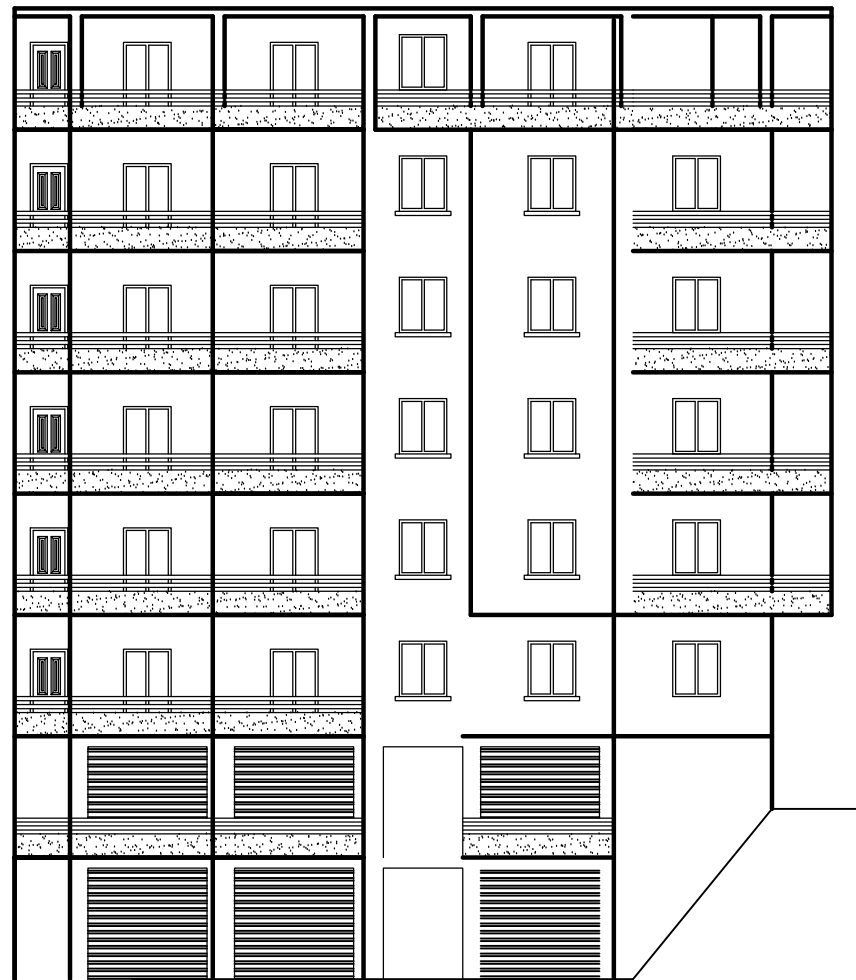




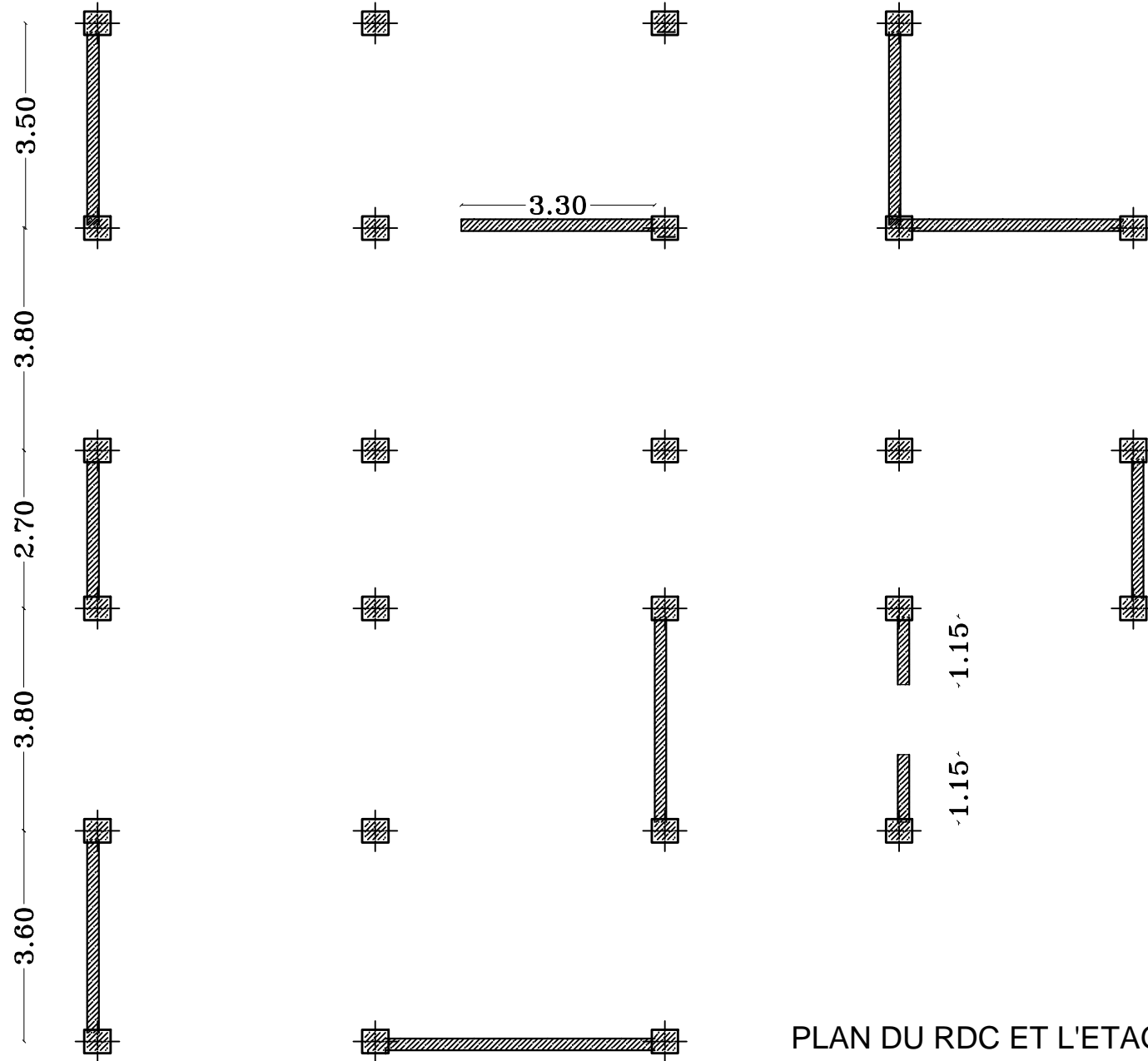




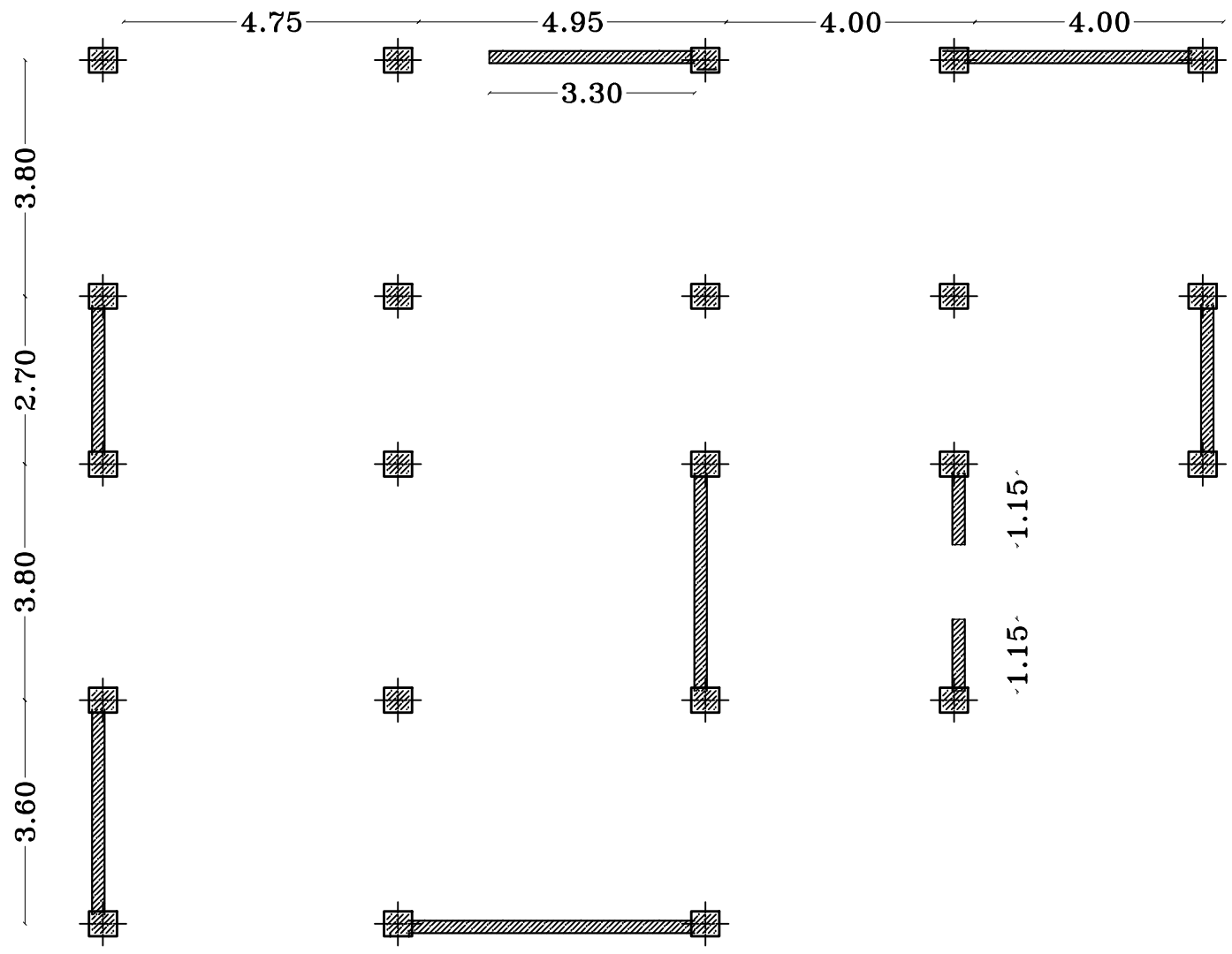
COUPE AA



02323^ Acc. 1.23^

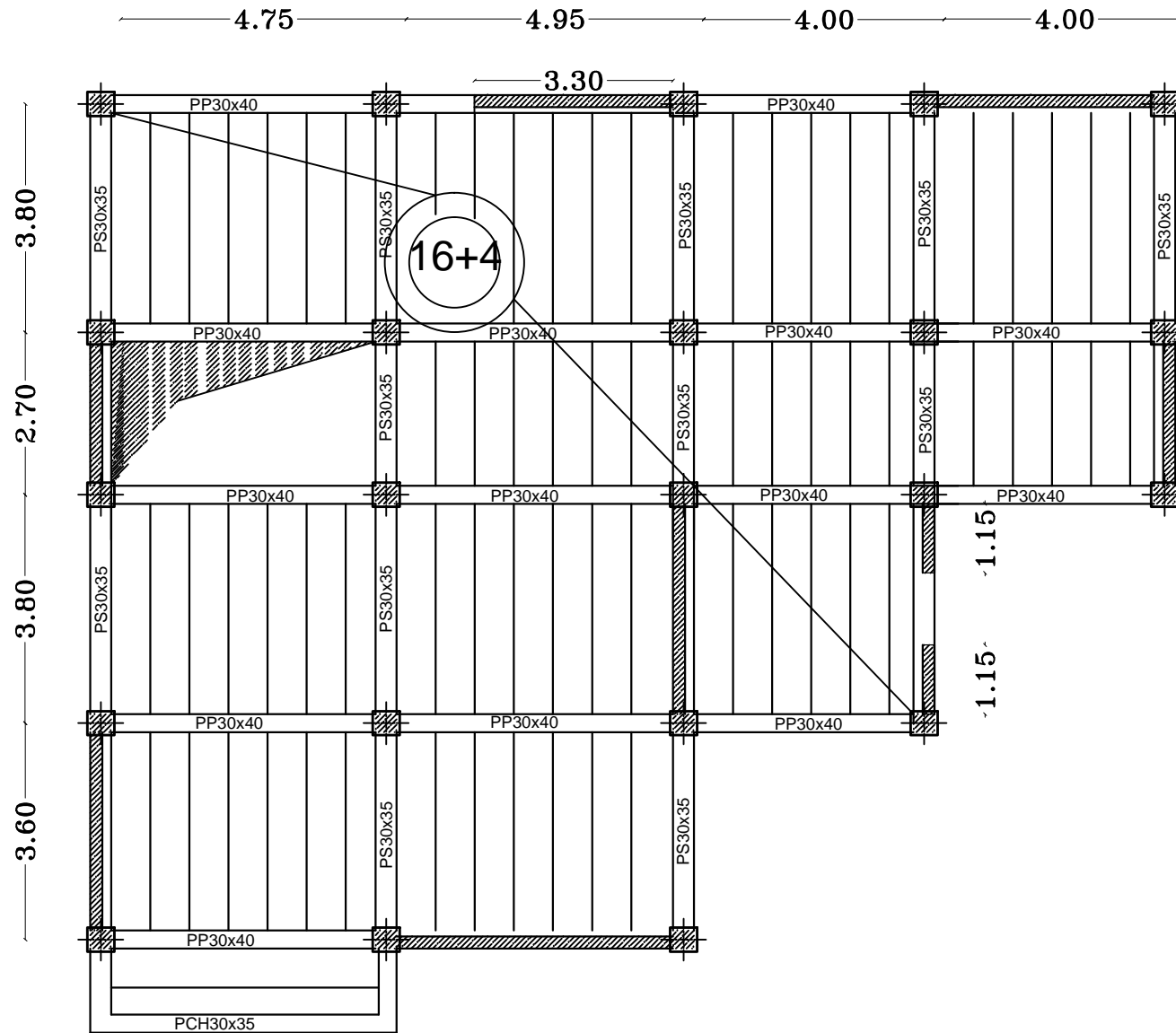


PLAN DU RDC ET L'ETAGE COURANT



PLAN DU S/SOL 1 et 2



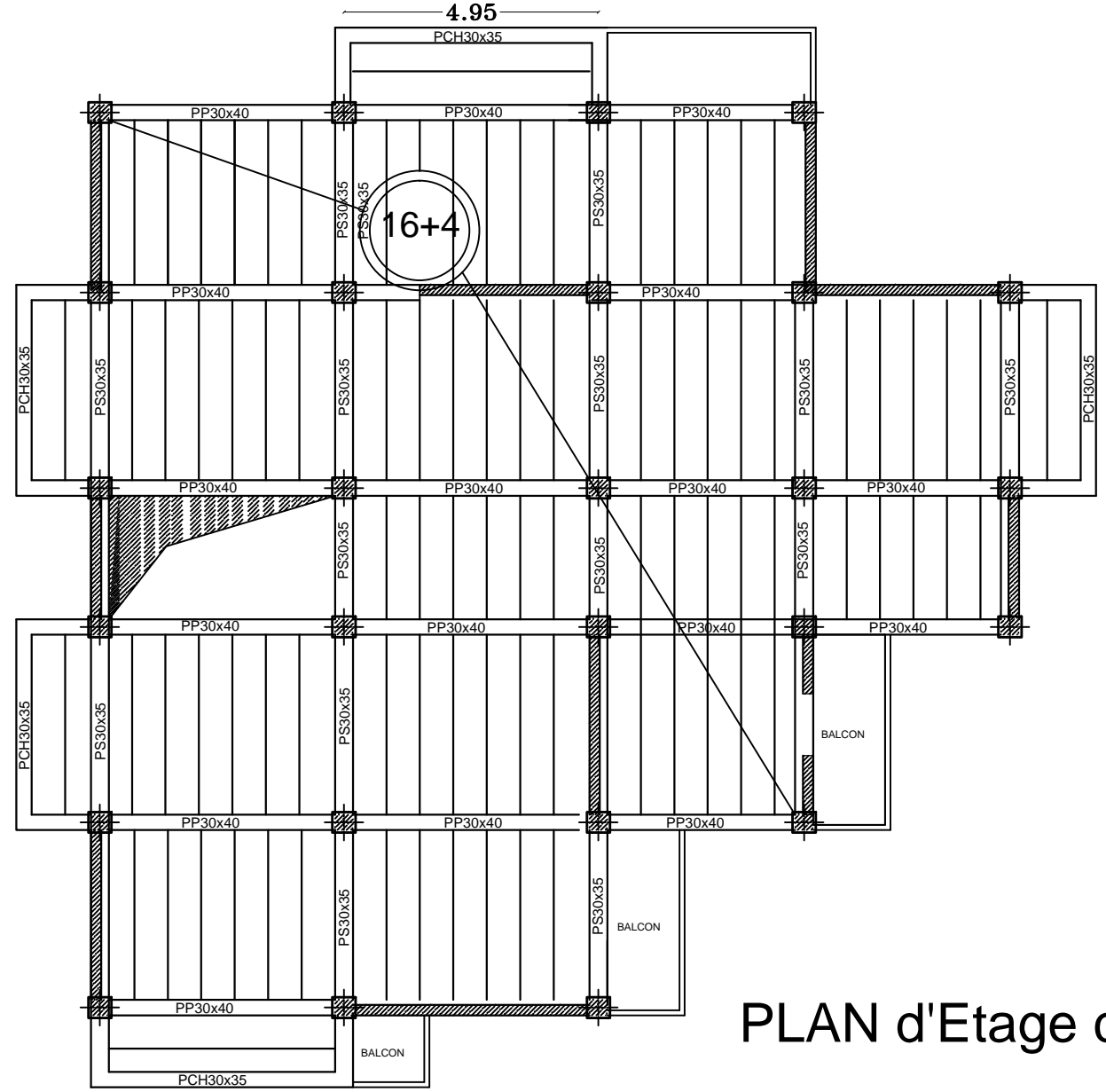


PLAN DU S/SOL 1 et 2

Ⓜ  
Ⓝ  
Ⓞ  
Ⓟ  
Ⓠ  
Ⓡ  
Ⓢ  
Ⓣ

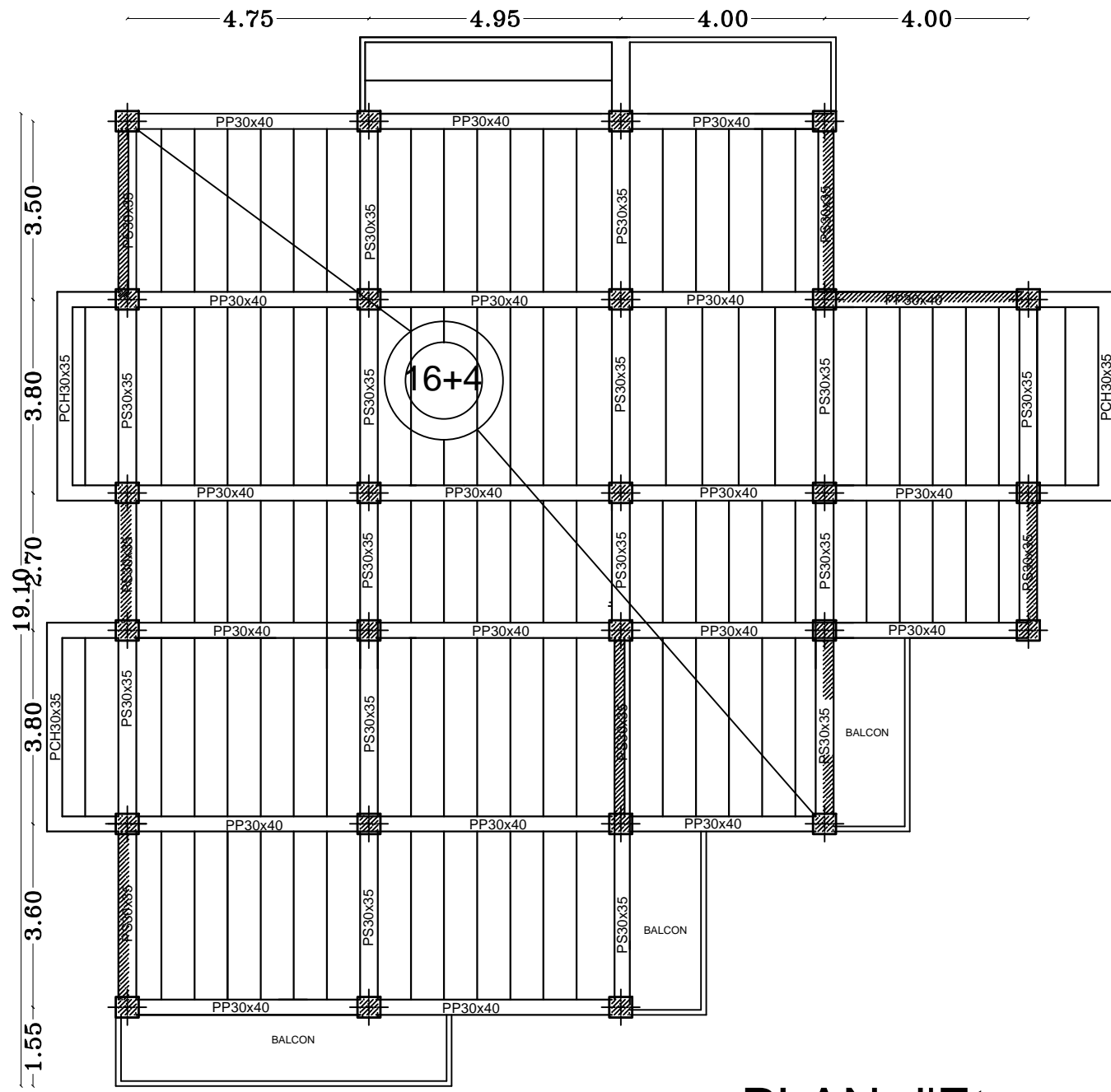
3.60  
3.80  
2.70  
3.80  
3.50

4.95

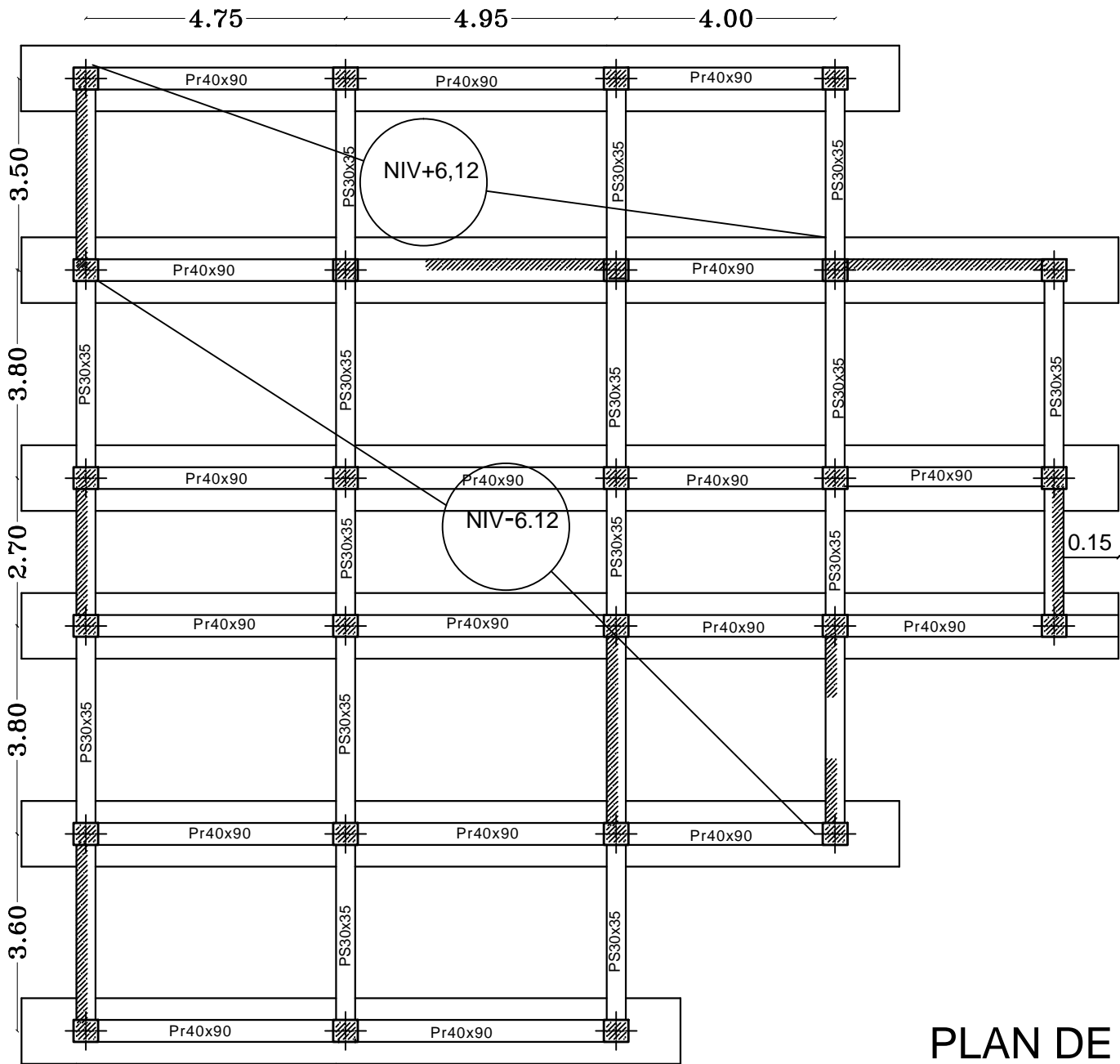


PLAN d'Etage courant

⑦ ⑥ ⑤ ④ ③ ② ①

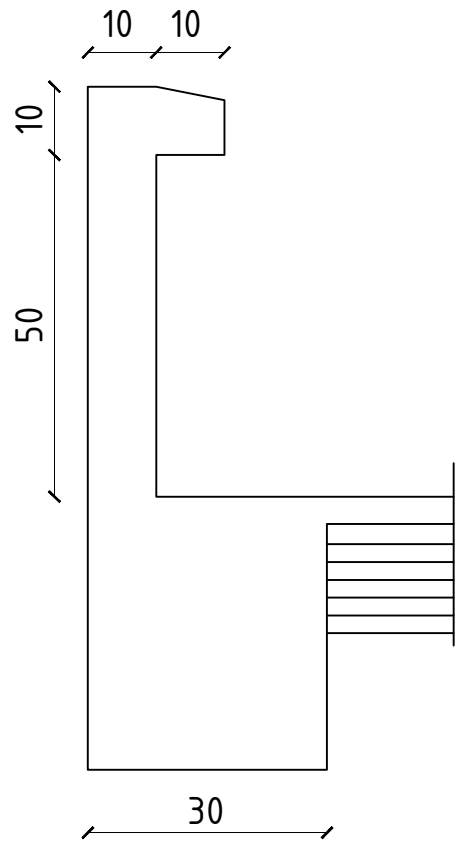


PLAN d'Etage attique



1.20  
1.20  
1.20

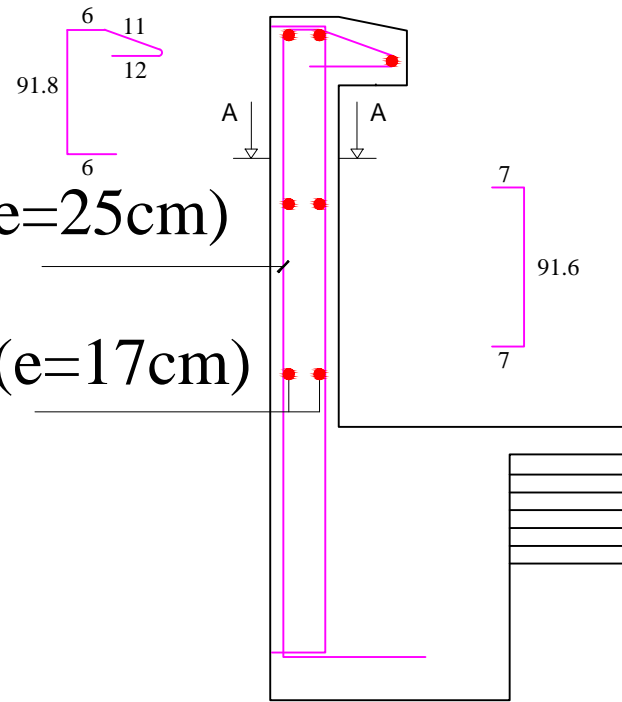
PLAN DE FONDATIONS



Elevation g'f'g'h'c'etq'v'g

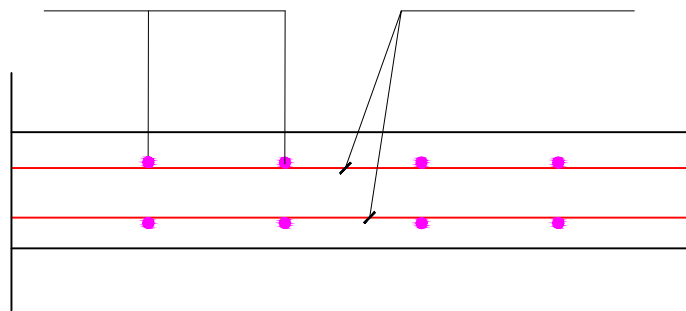
4HA8/ml (e=25cm)

3HA8/ml (e=17cm)



Reinforcement layout g'f'g'h'c'etq'v'g

4HA8/ml (e=25 cm)      3HA8/ml (e=17 cm)



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

OU DJIANE      Sabrina

TITRE :

Coffrage et Ferrailage de l'Acrotere

DIRIGE PAR :

Mme : SMAHI REBIHA

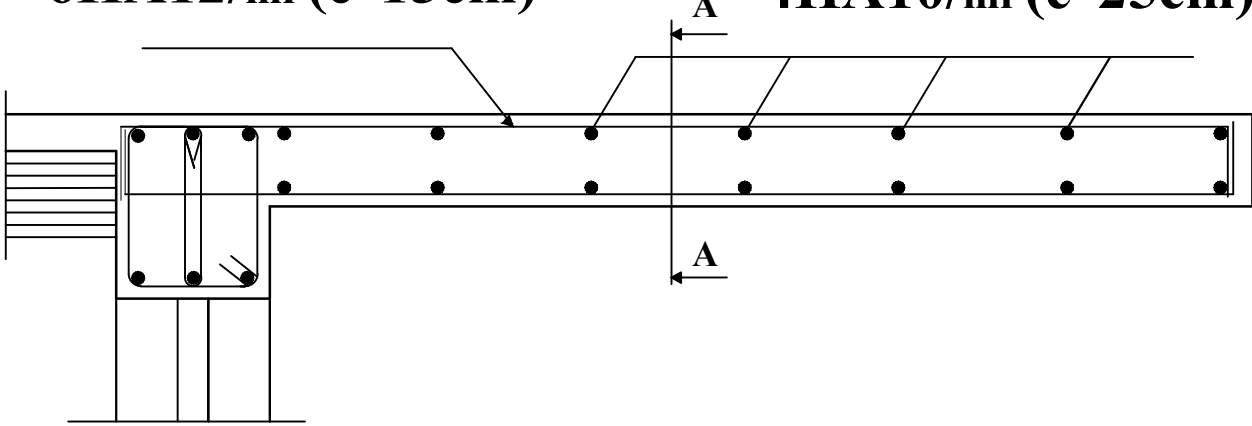
PROMOTION 2017/2018

USCBA

ECHELLE

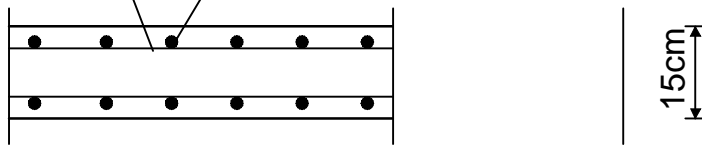
**6HA12/ml (e=15cm)**

**4HA10/ml (e=25cm)**

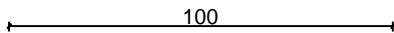


**4HA10/ml (e=25cm)**

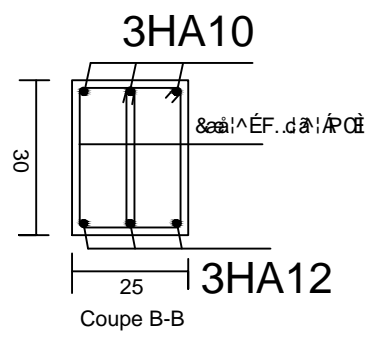
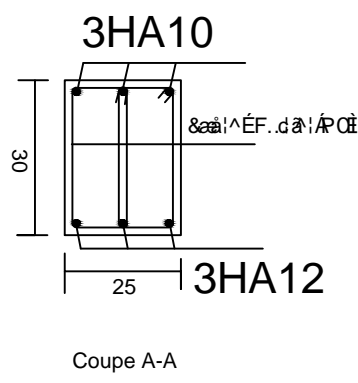
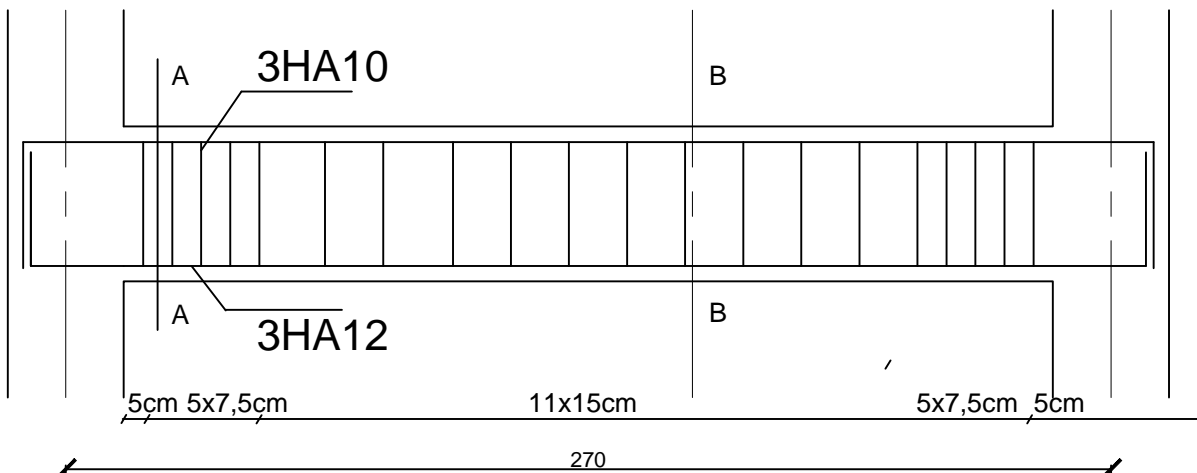
**6HA12/ml (e=25cm)**



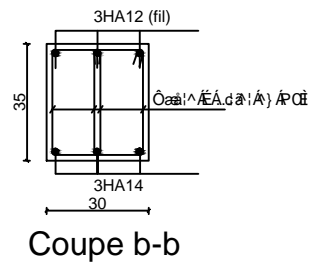
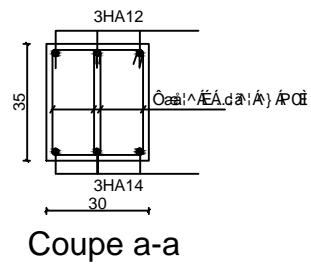
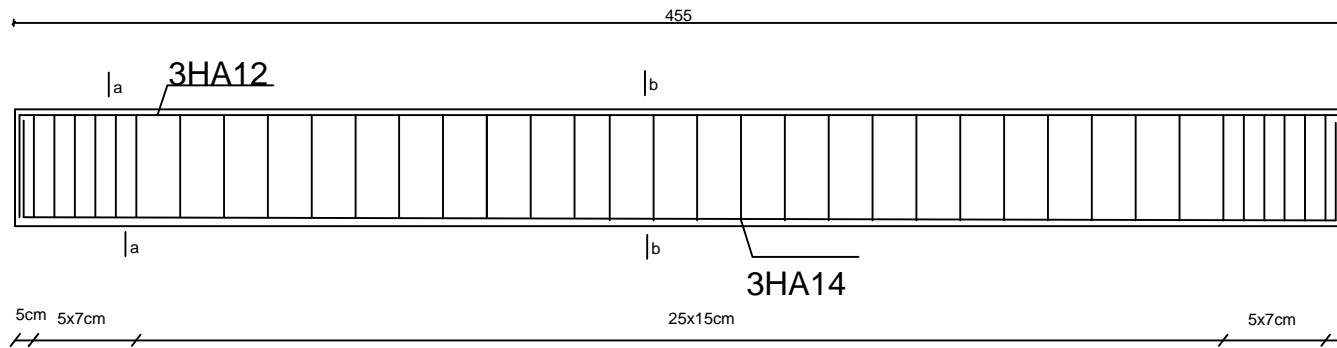
**Coupe A-A**



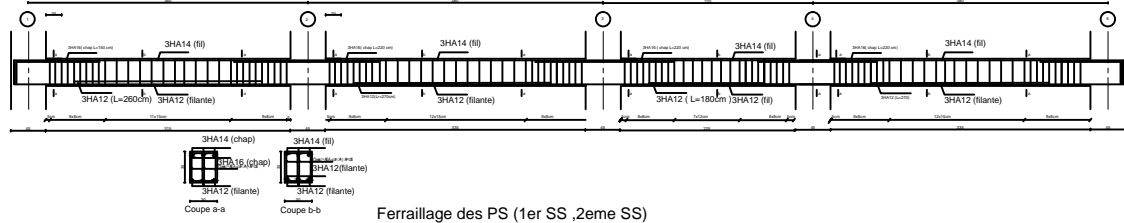
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU	: UW'ly X' [ j b'ly'xy' U'W'lygh' M'ch ... 8'fd'ly'ly'a Y'h'xy' [ j b'ly' W ]	
Melle: OUDJANE Sabrina	Plan de ferrailage de balcon	plan .03
Mme : SMAHI		2017



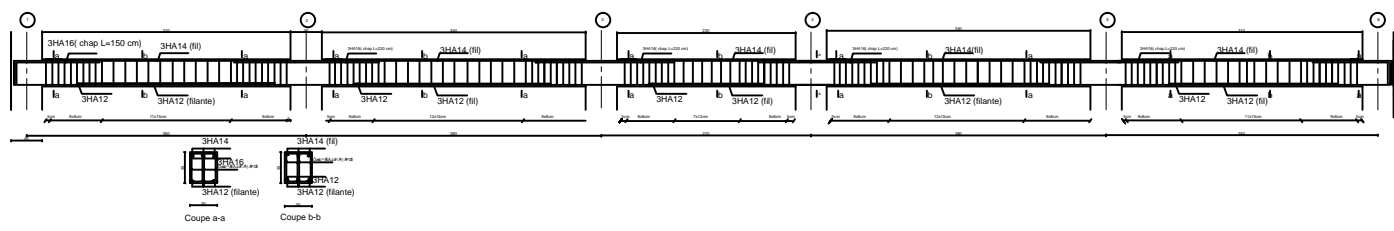
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		: UW Tj' X' [ j b'Y' X' U'Whgfi Mkt .....8 jdlUHa YbhtX' [ j b'Y' WJ ]	
Melle: OUDJIANE Sabrina	Plan de ferrillage de la poutre .....dU], FY		plan : 5
Mme : SMAHI			2017-2018



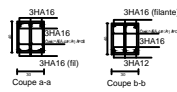
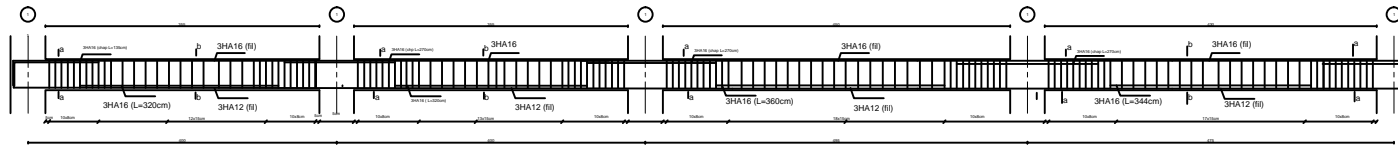
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU		UMF 28 1, P.O. BOX 11, Wargha Mb 3, GUELMA, ALGERIA	
Membre: OUEDJANE	Substrina	Plan de ferrillage de la poutre de chargement	plan : 4
Membre: SMAHE			2017-2018



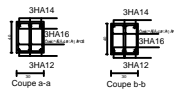
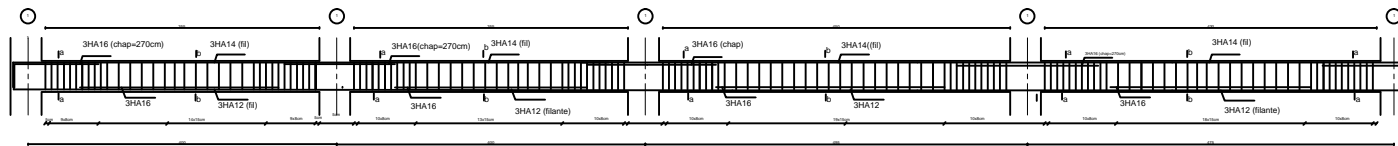
Ferrailage des PS (1er SS ,2eme SS)



Ferrailage des PS (RDC, 1er, 2, 3, 4, 5eme etage)

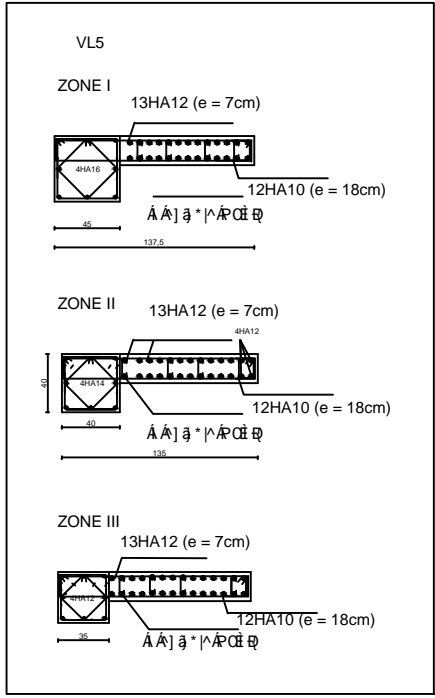
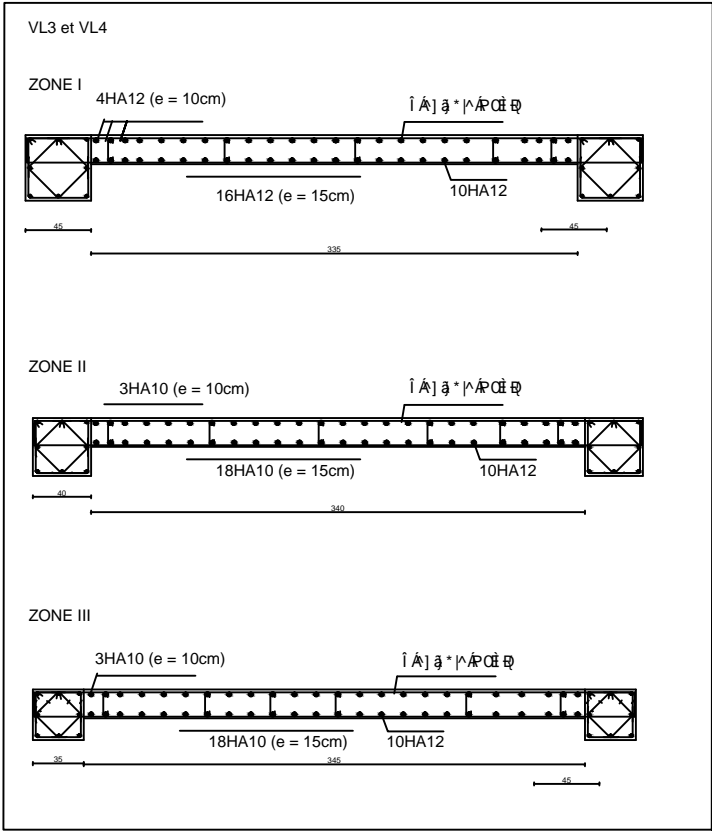
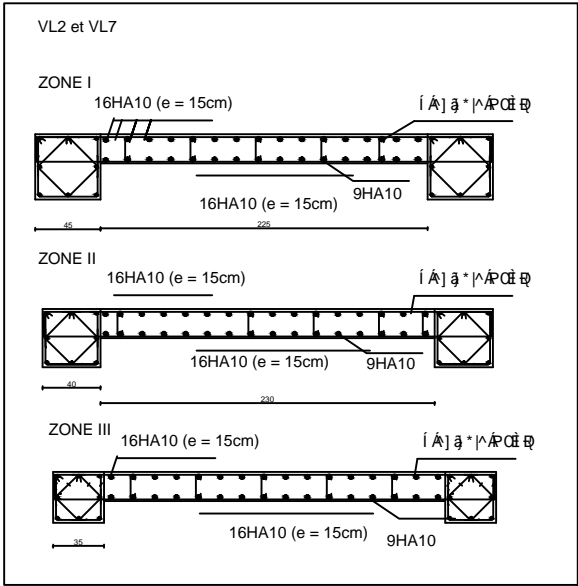
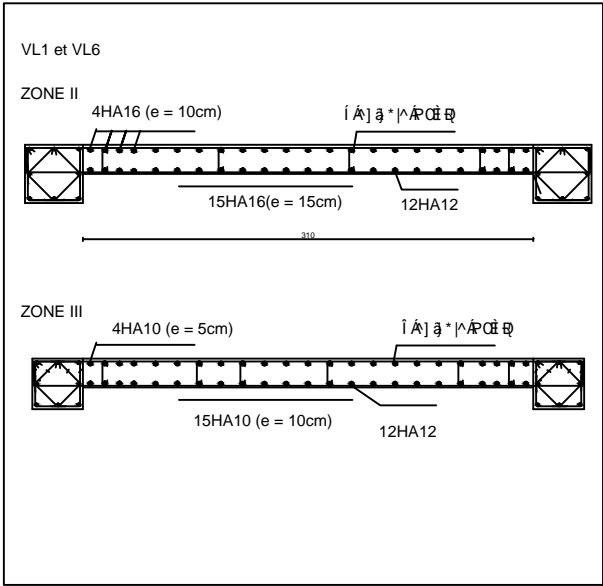


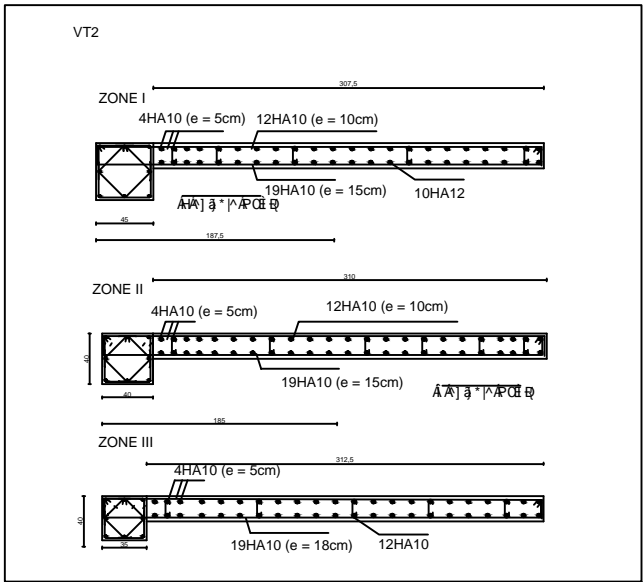
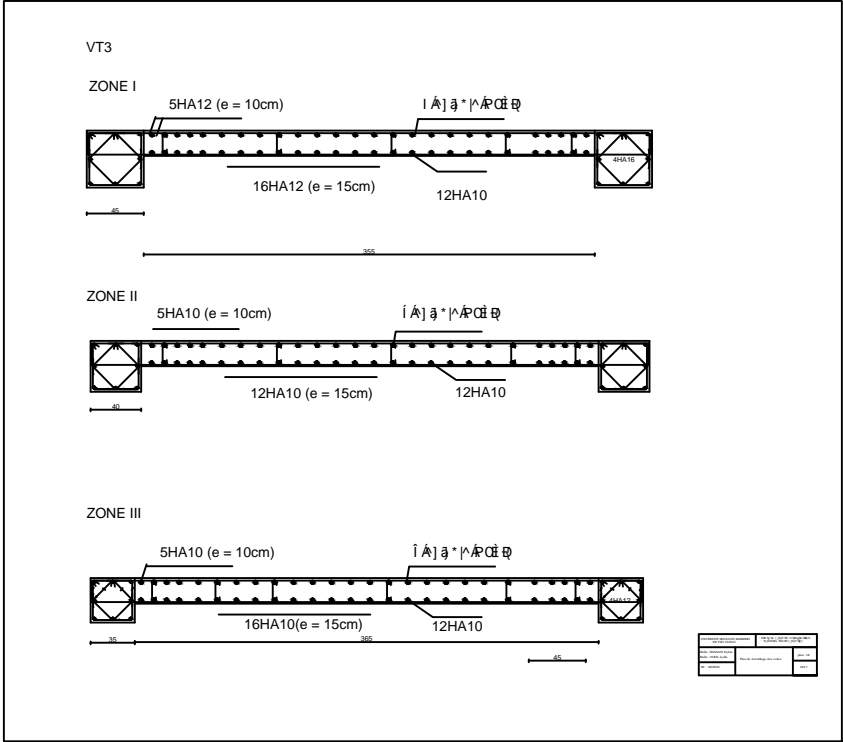
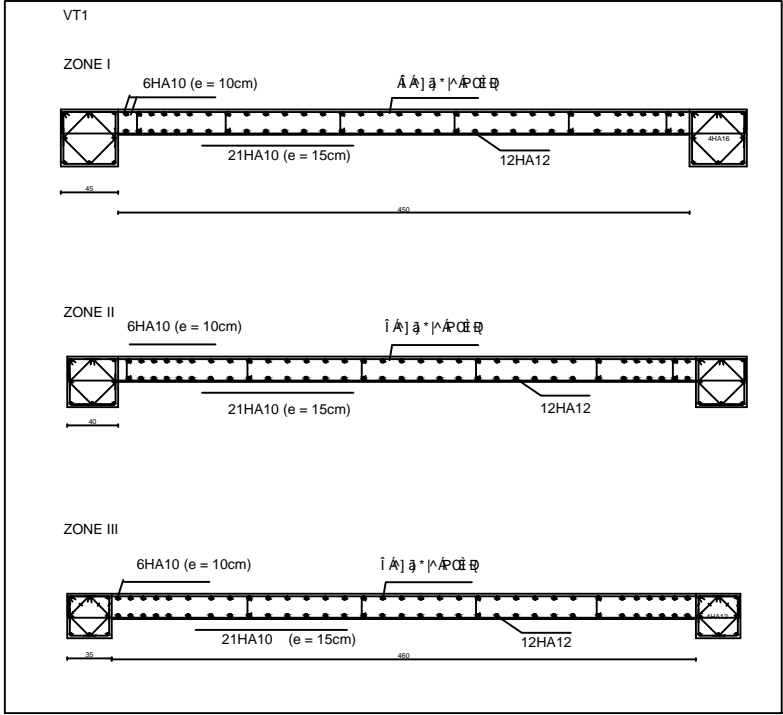
Ferrillage des PP (1er SS ,2eme SS , RDC et 1er et 2eme etage)

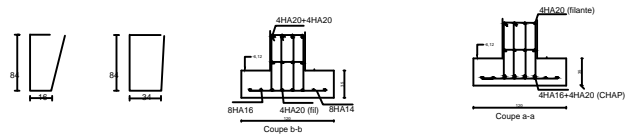
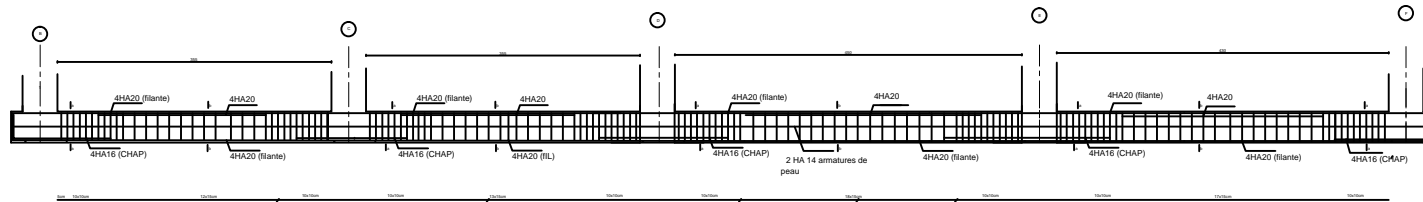


Ferrillage des PP (3eme ,4eme,5eme etage)









REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 OUDJIANE Sabrina

TITRE :

Ferrailage de la semelle filante

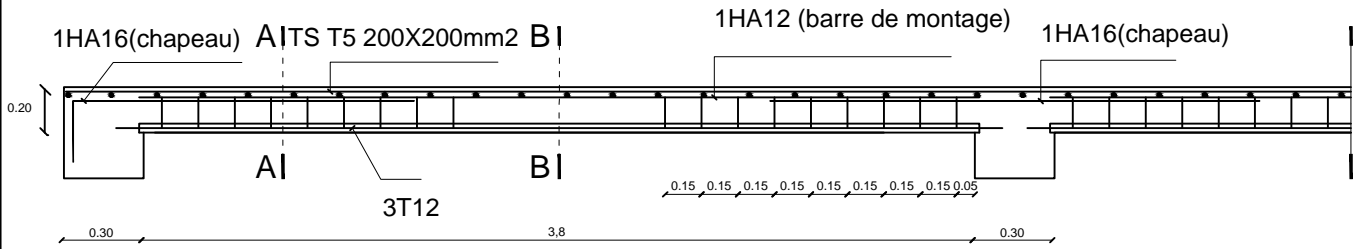
DIRIGE PAR :  
 Mme SMAHI REBIHA

PROMOTION 2017/2018

PLAN

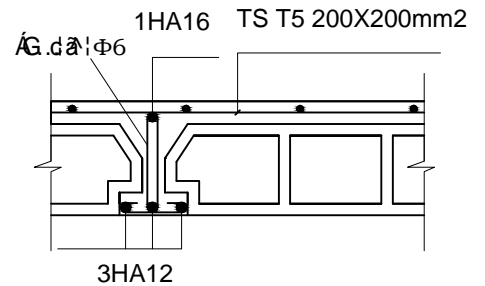
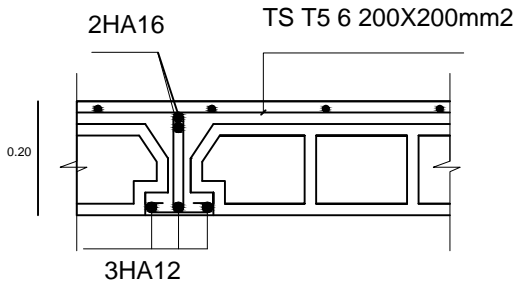
ECHELLE

FERRAILLAGE DU PLANCHER DE L'ETAGE A USAGE COMMERCIAL

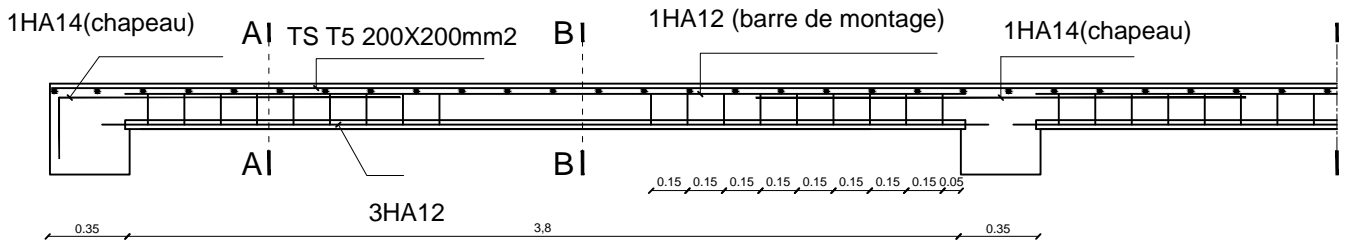


*Coupe A-A*

*Coupe B-B*

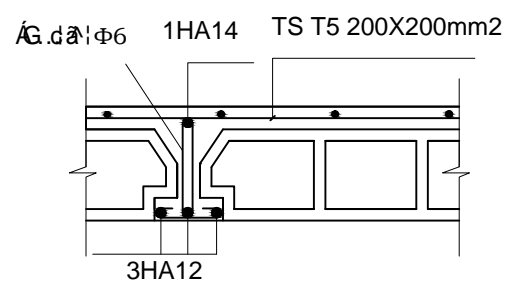
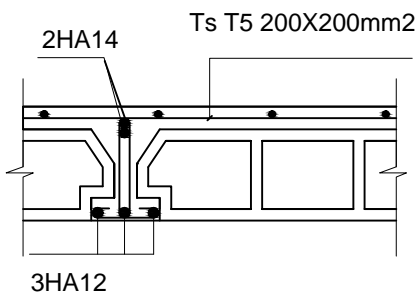


FERRAILLAGE DU PLANCHER DE L'ETAGE COURANT ET TERRASSE



*Coupe A-A*

*Coupe B-B*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

OU DJIANE Sabrina

DIRIGE PAR :

Mme : SMAHI REBIHA

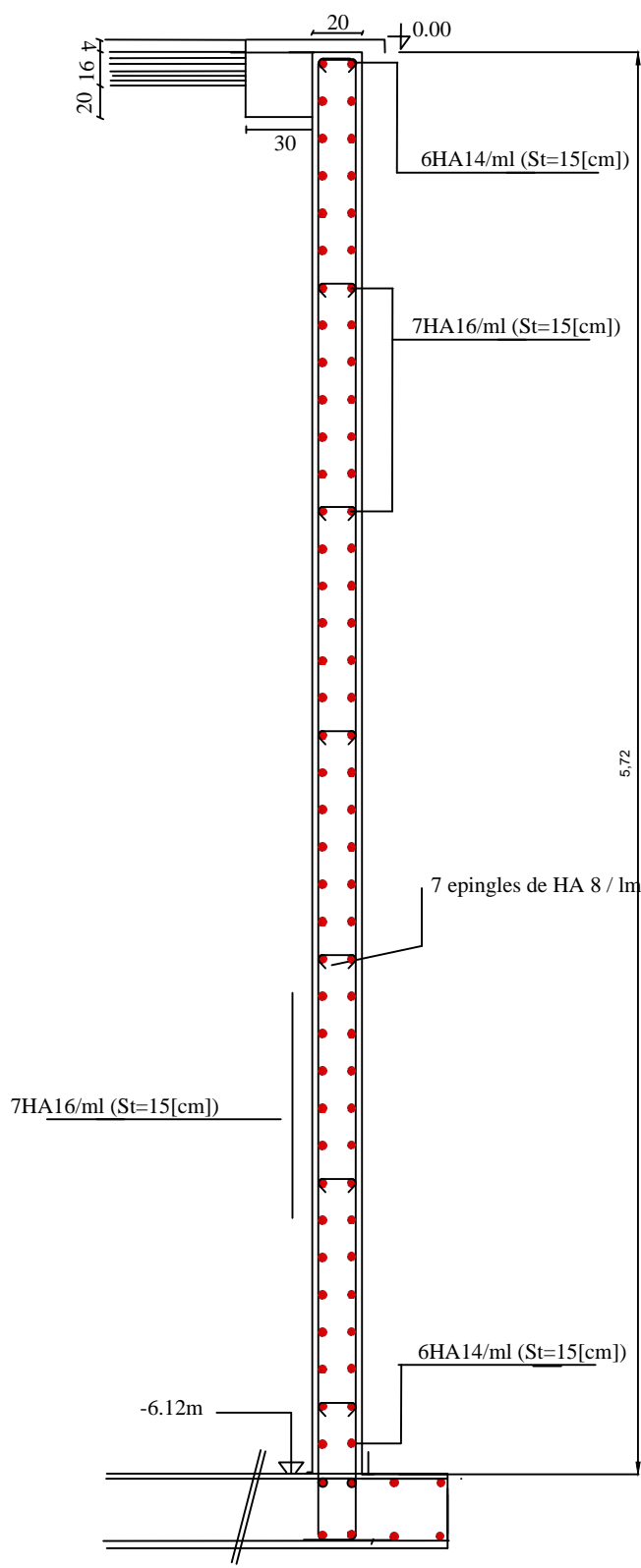
TITRE :

Ferrailage des planchers

PROMOTION 2017/2018

USC B O P A C

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:	TITRE:
Mis : OUDJANE Sabina	Ferraillage du mur plaque
DESIGNE PAR:	
Mme : SEMAMI REBIHA	
06/03/2017	06/03/2017
	ECHELLE

