

U M M T O

FACULTE DE GENIE CIVIL



mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme  
D'études *Universitaires Appliquées en Génie Civil*

Thème

Etude d'un bâtiment (R+7) en béton armé a usage d'habitation contreventé par des voiles, sous-sol

*Dirigé par :*

*Mr. ABED AHMED*

*Etudié par :*

*HAMMAMI SOFIANE*

*TOUATI FARID*

# Remerciement

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr ABED** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

# Dédicaces

*Au nom d'Allah*

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

*A mes très chers frères*

*A mes chères sœurs*

*A tous les membres de ma famille*

*A mes amis (es)*

*A mon binôme et sa famille*

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

*A toute la promotion 2015/2016*

*Farid*



# Dédicaces

*Au nom d'Allah*

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

*A mes très chers frères*

*A mes chères sœurs*

*A tous les membres de ma famille*

*A mes amis (es)*

*A mon binôme et sa famille*

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

*A toute la promotion 2015/2016*

*Sofiane*

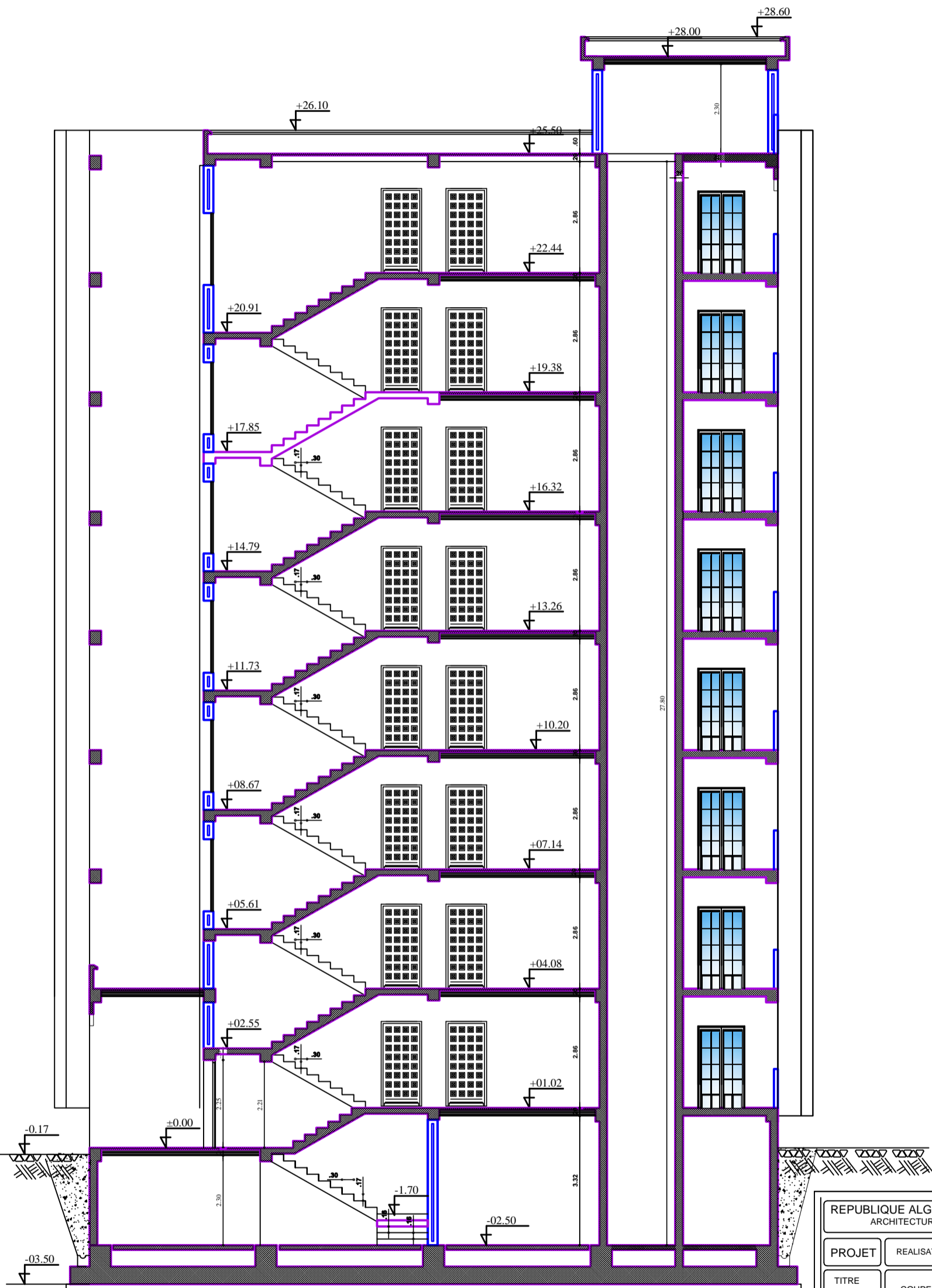
# FAÇADE PRINCIPALE

ECH : 1/50



# COUPE A-A

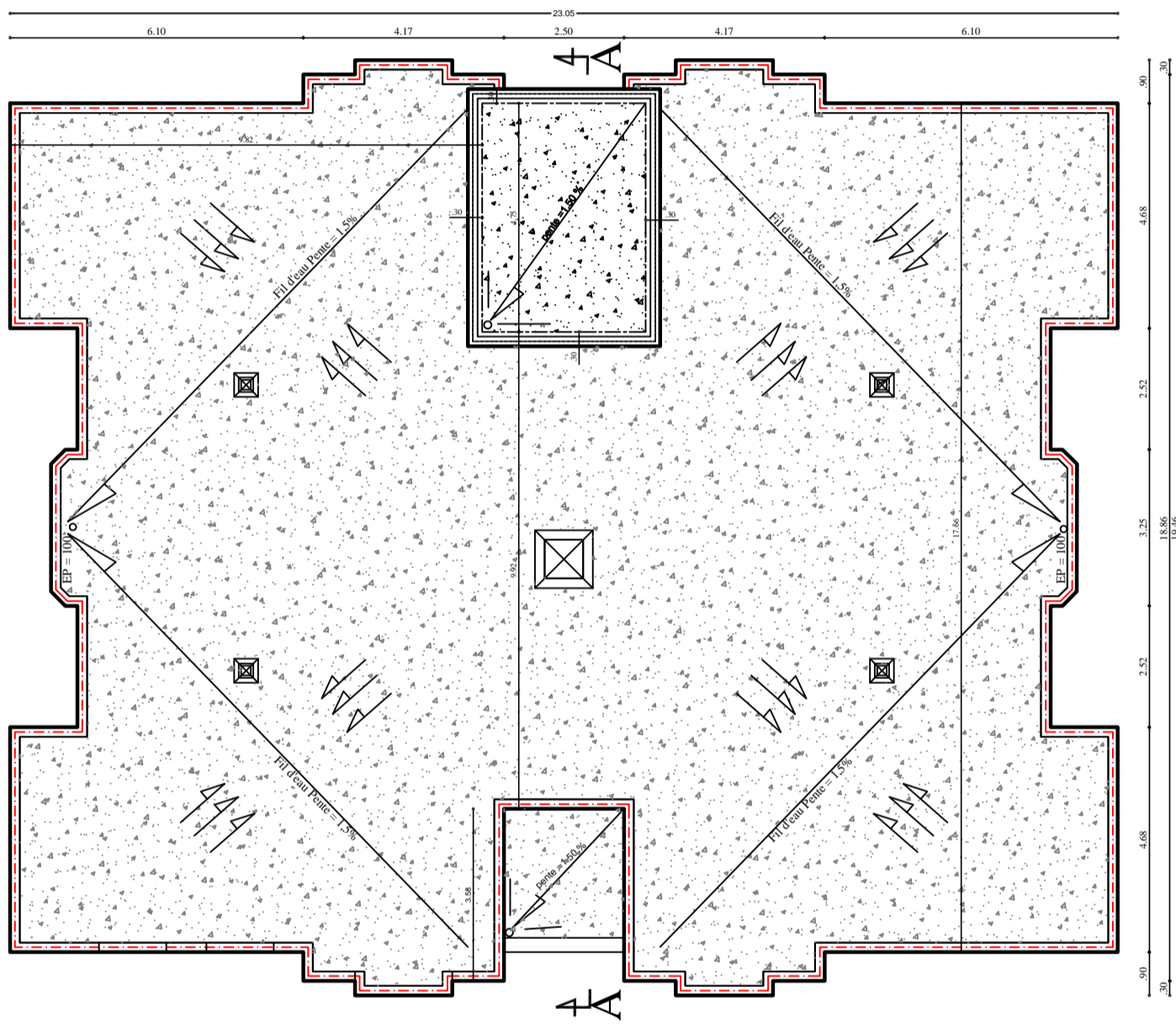
ECH : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE ARCHITECTURE ET TECHNIQUE DE CONSTRUCTION "ARCTEC"	
PROJET	REALISATION DE .....LOGEMENTS + COMMECES A THENIA
TITRE	COUPE A-A
LIEU DIT	
COMMUNE	THENIA
DAIRA	THENIA
WILAYA	BOUMERDES
MAITRE DE L'OUVRAGE :	.....
ECHELLE	1/50
DATE	07/2010
DOSSIER	Architecture
PLAN N°	07
ARCTEC Rue BENALIA REZKI Tadmait Tizi-Ouzou 026 27 03 38 / 0770 36 83 96	

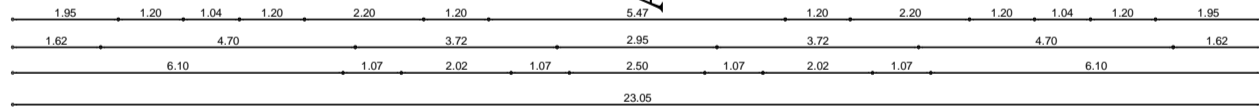
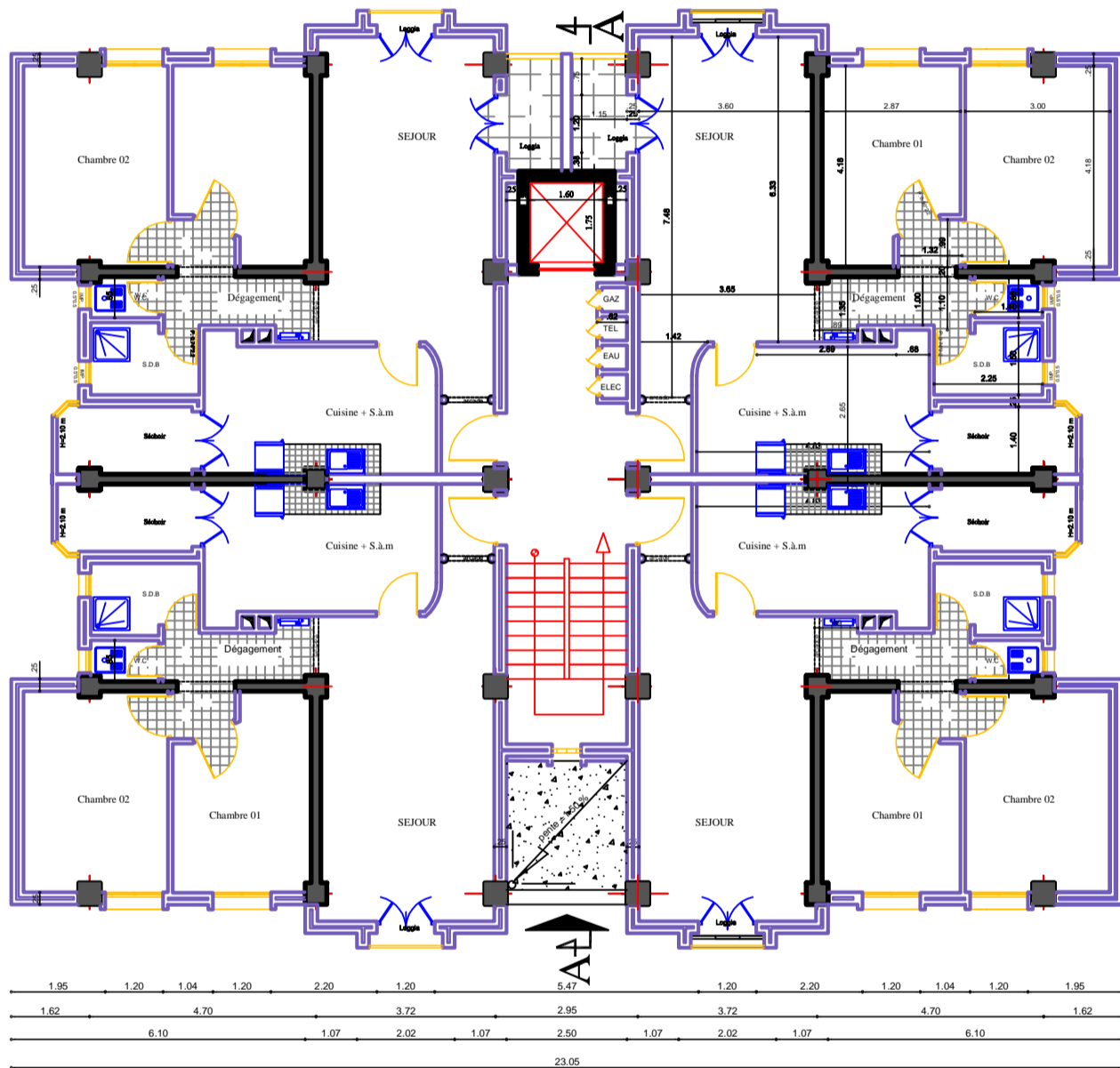
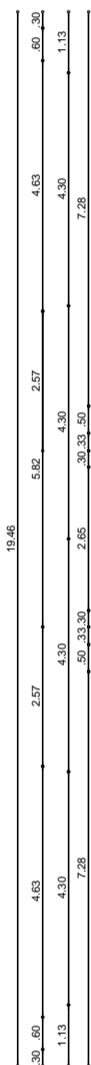
# PLAN ETAGE TERRASSE

ECH : 1/50



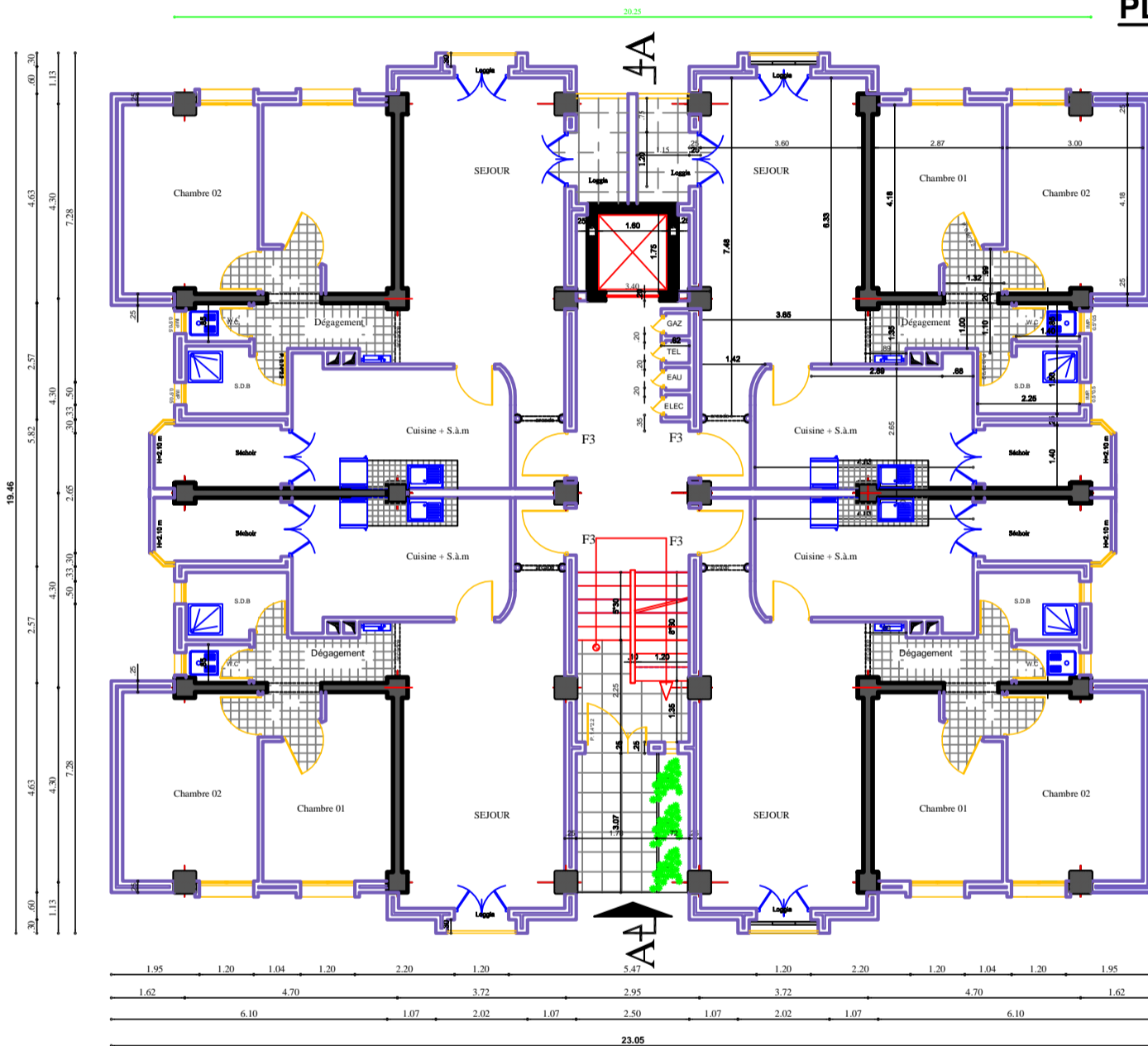
# PLAN ETAGE COURANT

ECH : 1/50



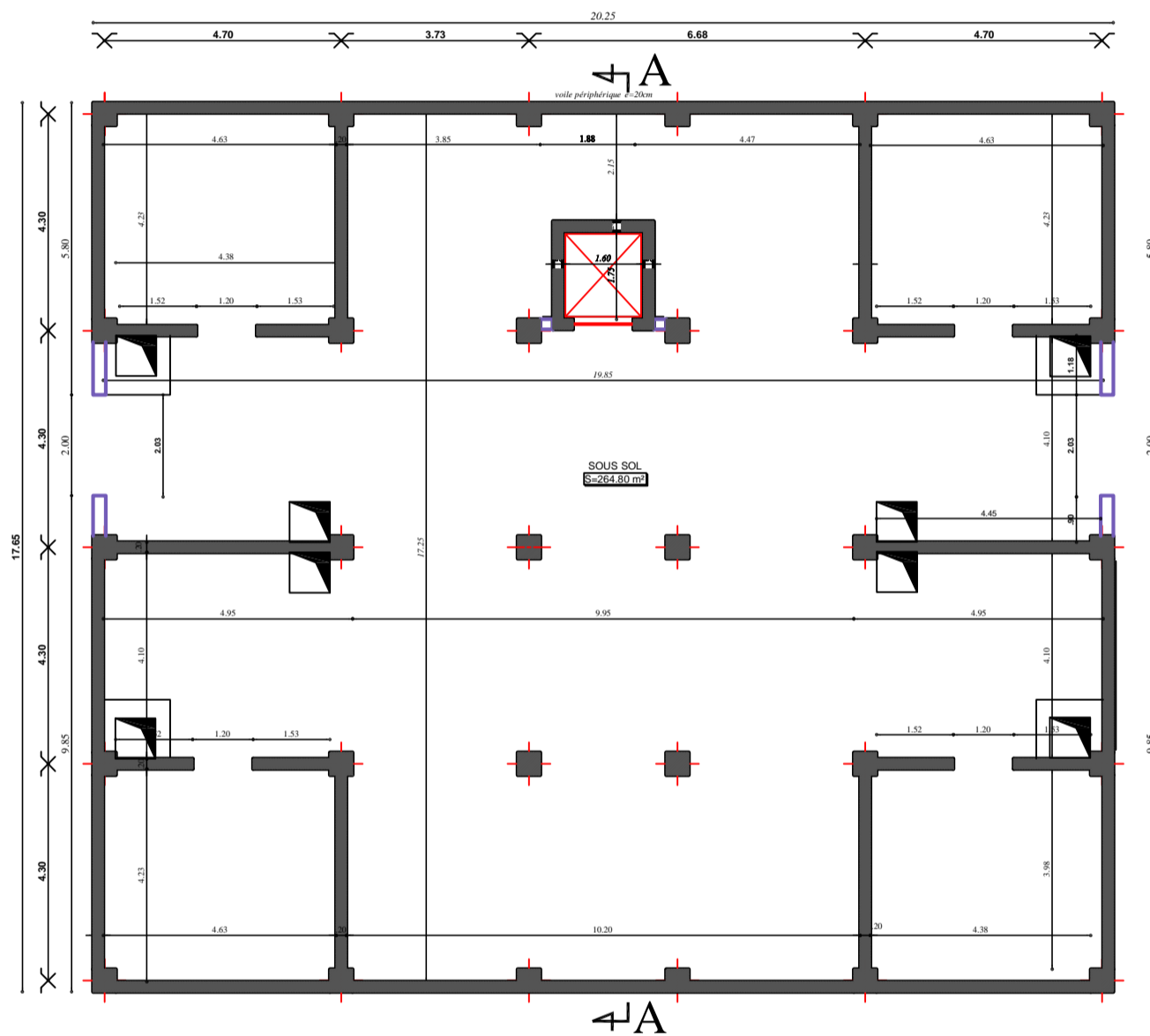
# PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

ECH : 1/50

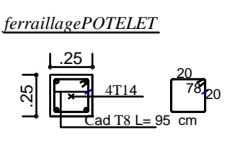
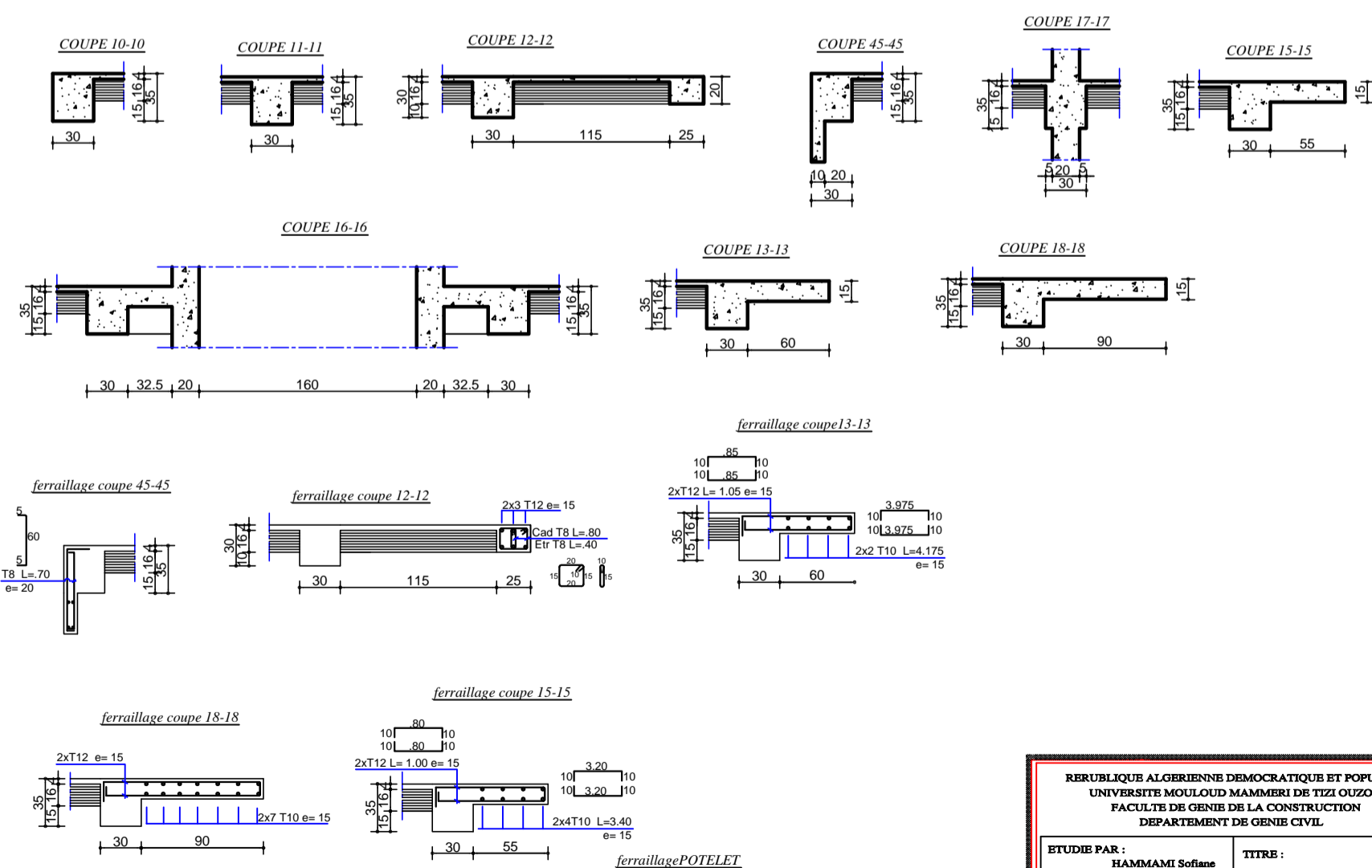
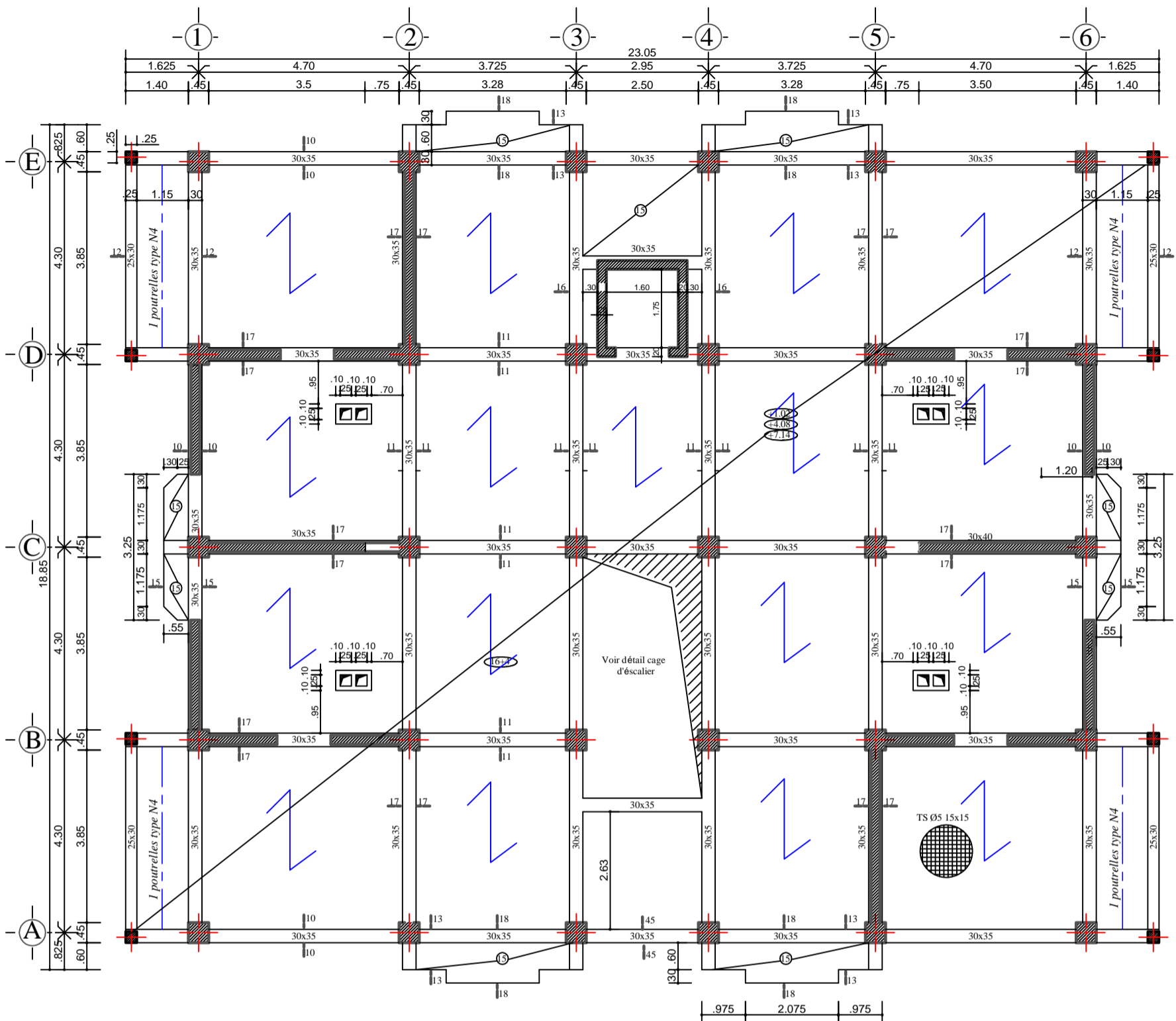


# PLAN DU SOUS SOL

ECH : 1/50

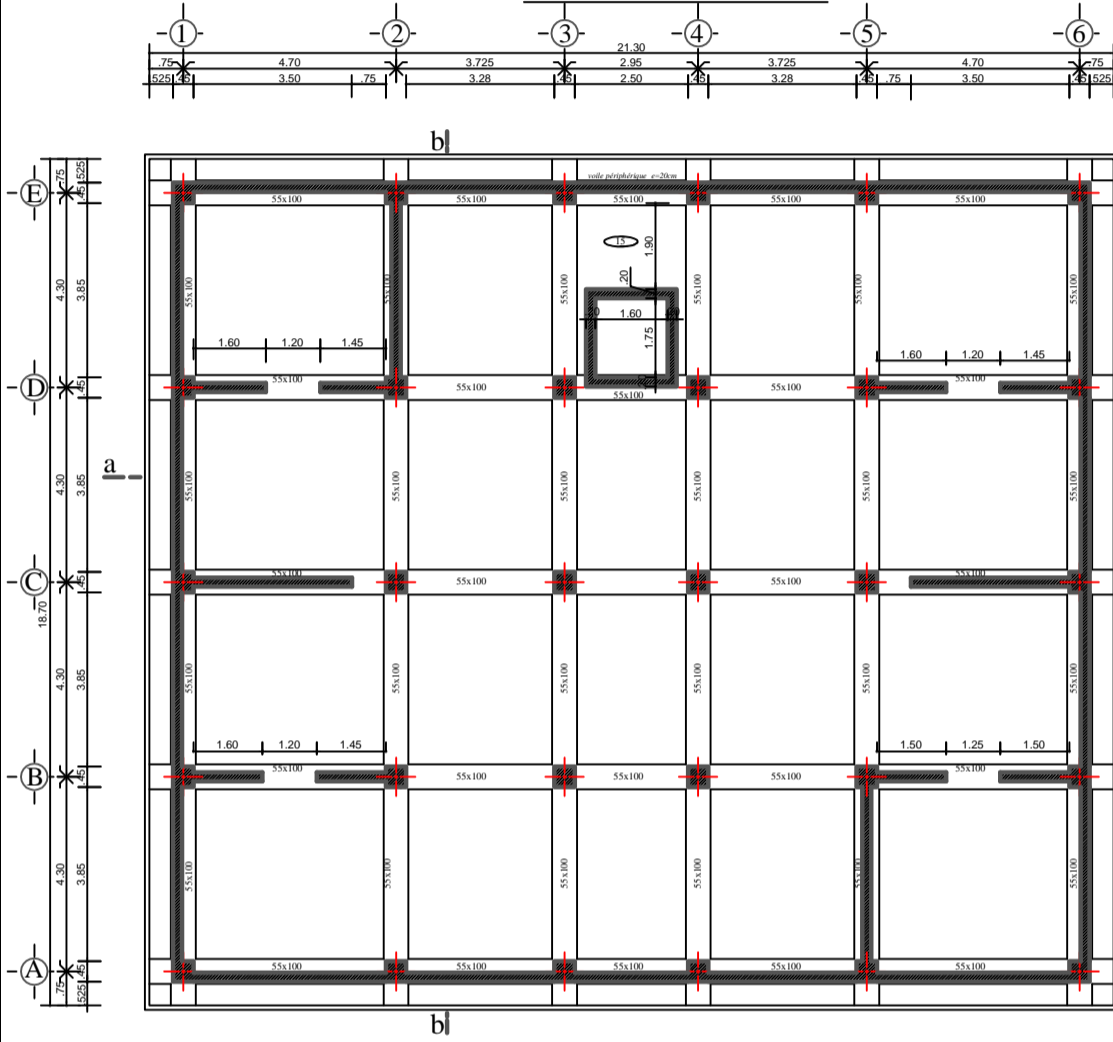


# COFFRAGE DES PLANCHER DES ETAGES COURANTS

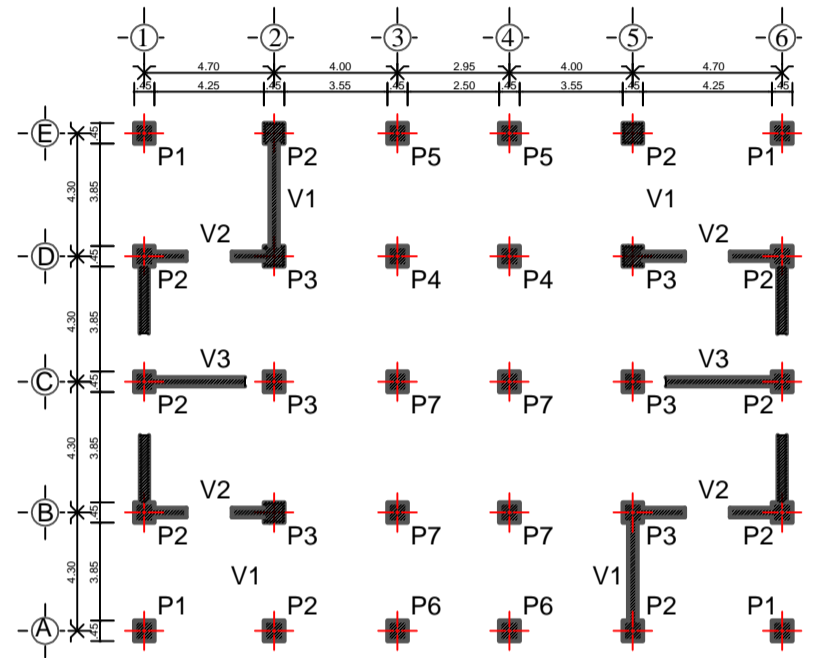


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : HAMMAMI Sofiane TOUATI Farid	TITRE : COFFRAGE DE PLANCHER ETAGE COURANT
DIRIGE PAR : Mr ABED Ahmed	
PROMOTION : 2015 / 2016	planche    ECHELLE

### COFFRAGE RADIER

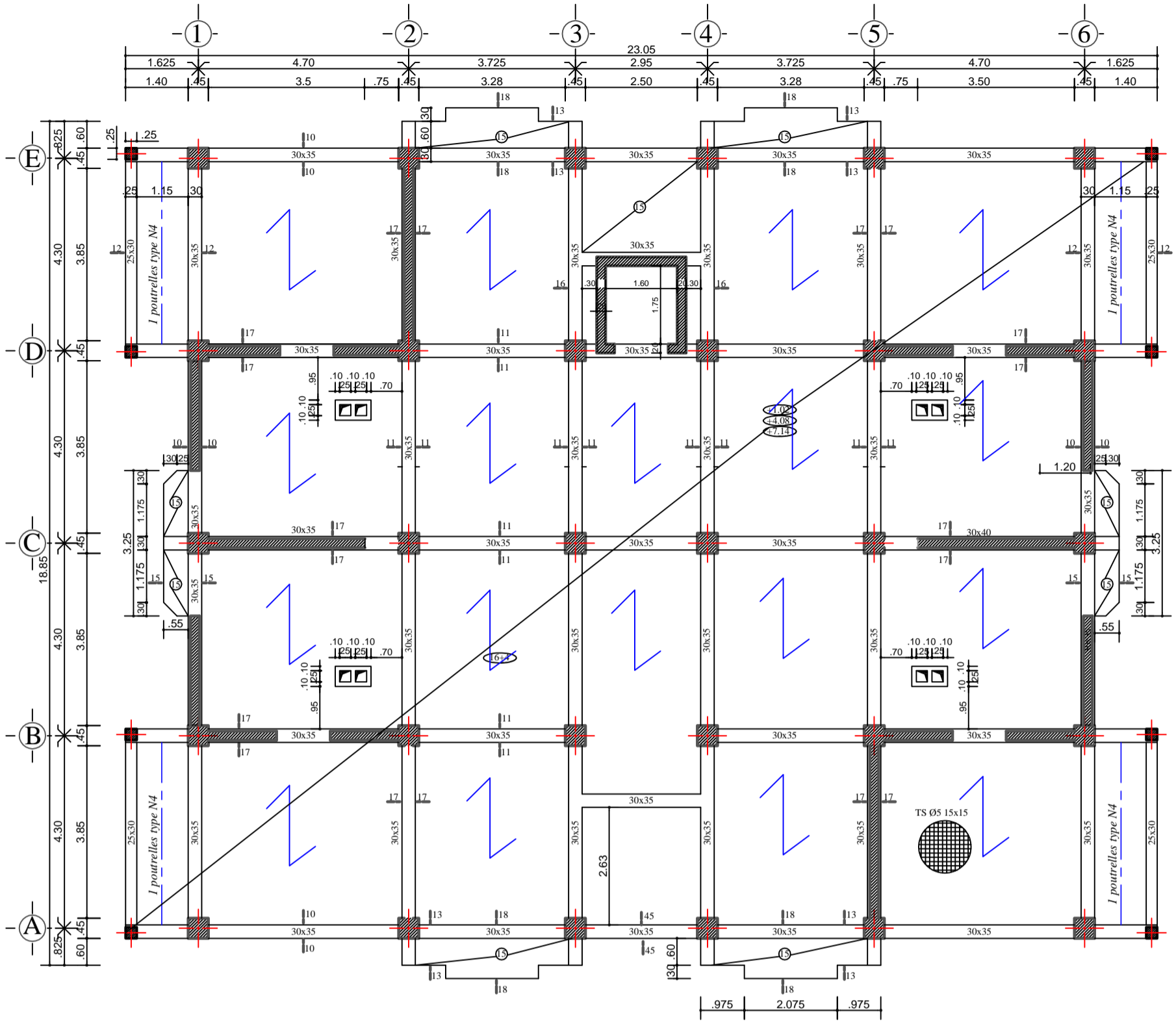


### REPERAGE DES POTEAUX ET VOILES

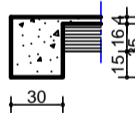


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DES SCIENCES DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DES SCIENCES CIVILES			
ETUDE PAR : HAMMAMI Sofiane TOUATI Farid	TITRE : COFFRAGE DE RADIER		
DIRIGE PAR : Mr ABED Ahmed			
PROMOTION : 2016 / 2016	planche	ECHELLE	

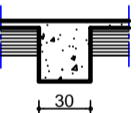
# COFFRAGE DU PLANCHER TERRASSE



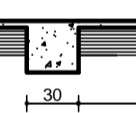
COUPE 10-10



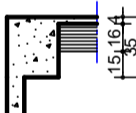
COUPE 11-11



COUPE 12-12



COUPE 45-45



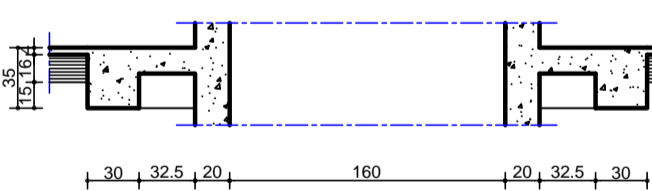
COUPE 17-17



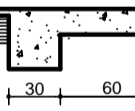
COUPE 15-15



COUPE 16-16



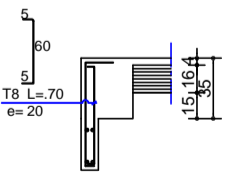
COUPE 13-13



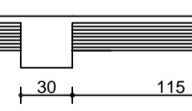
COUPE 18-18



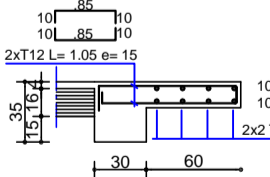
ferrailage coupe 45-45



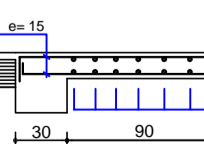
ferrailage coupe 12-12



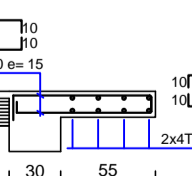
ferrailage coupe 13-13



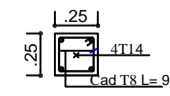
ferrailage coupe 18-18



ferrailage coupe 15-15



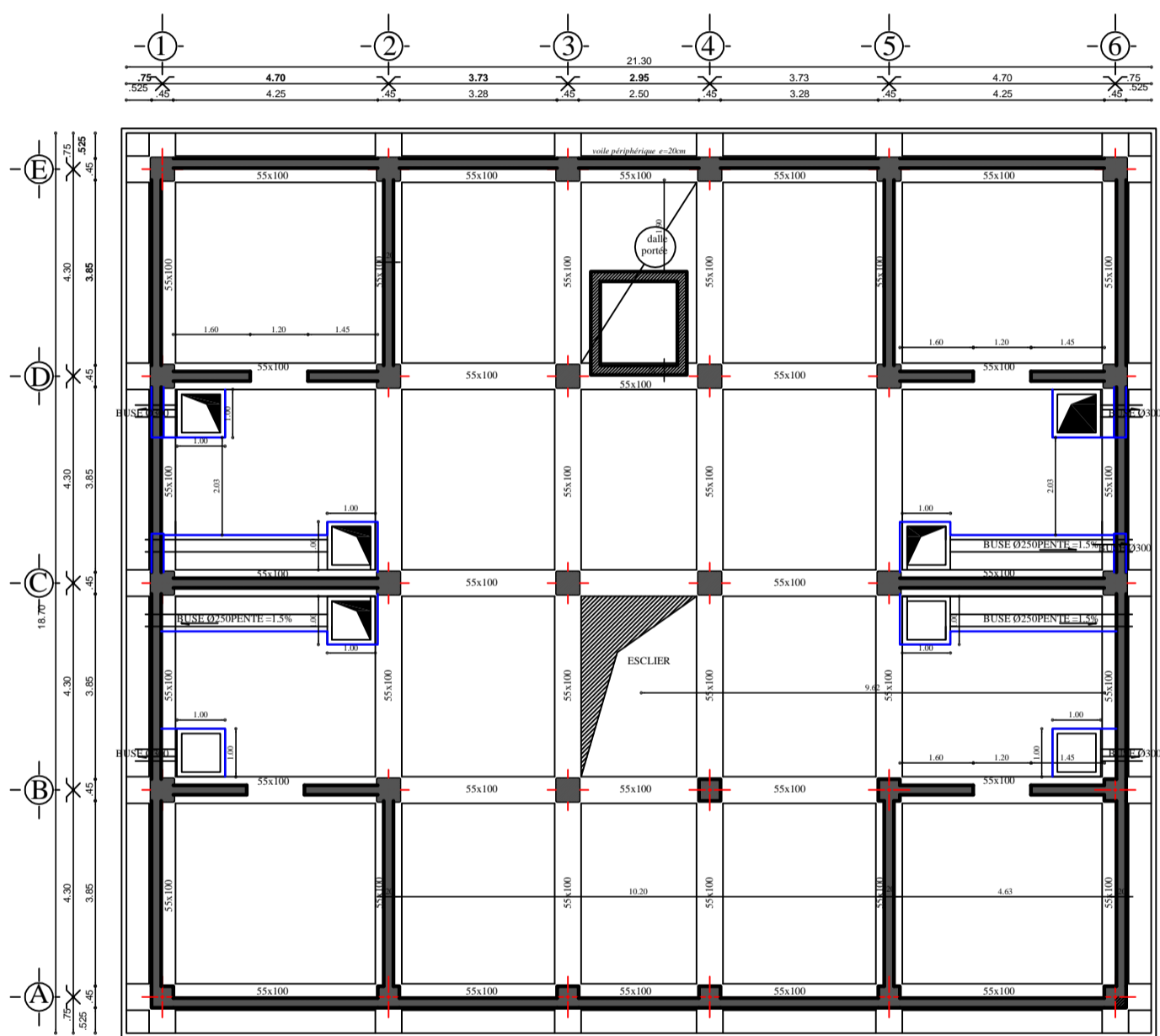
ferrailage POTELET



RERUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : HAMMAMI Sofiane TOUATI Farid	TITRE : COFFRAGE DE PLANCHER ETAGE TERRASSE
DIRIGE PAR : Mr ABED Ahmed	planche
PROMOTION : 2015 / 2016	ECHELLE

# PLAN DE FONDATIONS

ECH : 1/50





# SOMMAIRE

## **Introduction Générale**

<b>Chapitre I</b> : Présentation de l'ouvrage.....	1
<b>Chapitre II</b> : Pré dimensionnement des éléments. ....	12
<b>Chapitre III</b> : Calcul des éléments :	
• III-1-Acrotère.....	27
• III-2- Escalier .....	35
• III-3-Poutre palière.....	51
• III-4-Balcon .....	59
• III-5-Poutre de chainage .....	64
• III-6-Plancher.....	72
• III-7-Salle machine.....	89
<b>Chapitre IV</b> : Modélisation et vérification des conditions du RPA.....	100
<b>Chapitre V</b> : Ferrailage des poteaux.....	131
<b>Chapitre VI</b> : Ferrailage des poutres.....	148
<b>Chapitre VII</b> : Ferrailage des voiles .....	160
<b>Chapitre VIII</b> : Etude de l'infrastructure (Fondations).....	170
<b>Chapitre IX</b> : Etude voile périphérique .....	194

## **Conclusion**

## **Bibliographie**

# INTRODUCTION

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

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

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

Dans le présent travail, on effectue « **l'étude d'une structure d'un bâtiment (R+7) en béton armé usage d'habitation contreventé par des voiles avec un sous-sol** », en **appliquant le logiciel ETABS**»

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

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

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

## Introduction:

L'étude des ouvrages en génie civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage, étudier la sécurité des personnes pendant la réalisation, tout en minimisant le coût. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du Béton aux Etats Limites BAEL 91 modifié.

## I. Description de l'ouvrage:

Le projet que nous étudions nous a été confié par un bureau d'étude. Il consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7+S/SOL) à ossature mixte, contreventée par voiles et portiques. Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de Boumerdes, zone de forte sismicité (III).

### I.1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale : .....28 [m]
- Hauteur totale du sous-sol : .....3.52 [m]
- La hauteur du RDC : ..... 3,06 [m]
- La hauteur d'étage courant : ..... 3.06 [m]
- La longueur du bloc : .....23.05 [m]
- La largeur du bloc : .....19.46 [m]

### I.2) Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature :**

Le bâtiment est à ossature mixte, composée de:

Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales; Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales séisme et vent.

- **Plancher:**

Les planchers sont des éléments porteurs généralement planes qui permettent de séparer deux étages d'une construction.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

**Plancher à corps creux:** C'est un plancher constitué de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant les sens de la plus petite portée ;

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

---

**Dalle pleine:** C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement, elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. La réalisation de cette dernière nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

- **Escaliers:**

Les escaliers sont des parties communes dans l'habitat collectif, ces ouvrages qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.

Notre structure comportera deux cages d'escalier de type droit (palier / volée) réalisées en béton armé et coulé sur place :

Du sous-sol au rez de chaussée constitué d'une volée et d'un palier;

Du rez de chaussée au 7<sup>ème</sup> étage constitué de deux volées et un palier.

- **Maçonnerie:**

Elle est réalisée selon deux types:

Murs extérieurs réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5 (cm) d'épaisseur.

Murs intérieurs réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Cage d'ascenseur:**

Notre bâtiment est muni d'un ascenseur hydraulique qui sera encastré dans un voile en U.

- **Les revêtements:**

Ils seront réalisés :

- ✓ Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers
- ✓ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines
- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façade
- ✓ Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **Système de coffrage :**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

---

- **Réglementation utilisée :**

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

BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

RPA 99 VERSION 2003 (règles parasismiques algériennes).

CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

DTR-BC-2.2 (document technique réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).

## II. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### Introduction :

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grandedimension dépend d'un critère majeur qui est la résistance mécanique. Cependant, d'autres

critères sont pris en considération (prévalant souvent sur le critère précédent) tel que l'adisponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

Le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL91 sera utilisé pourcette étude ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003).

### II.1 Le béton :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, par contre,

Sarésistance à la traction est faible (1/10 de sa résistance à la compression).

Le béton est constitué d'un mélange, dans des proportions convenables, de ciment, degranulats (sable et gravier), d'eau de gâchage et, éventuellement, des produits d'addition(adjuvants).

#### II.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :

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

La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge ( $f_{c28}$ ) est utilisée le plussouvent.Selon l'article A.2.1-1-1 du BAEL 91, lorsque des sollicitations s'exercent sur unbéton dont l'âge de  $j$  jours est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré, tel que :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ (Mpa)}$$

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

---

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ (MPa)}$$

Pour ce projet, on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ (Mpa)}$

## II.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :

Selon l'article A.2.1-1-2 du BAEL 91, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par ces relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ (Mpa).}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ (Mpa).}$$

Pour  $j = 28 \text{ j}$ , on a :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ (Mpa)}$ .

## II.1.3 Contrainte limite ultime de résistance à la compression:

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article A.4.3-4-1

du BAEL91 :  $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa]}$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

-pour  $\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante  $\Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ (Mpa)}$ .

-pour  $\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle  $\Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ (Mpa)}$ .

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions :

-  $\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  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  $< 1$  heure.

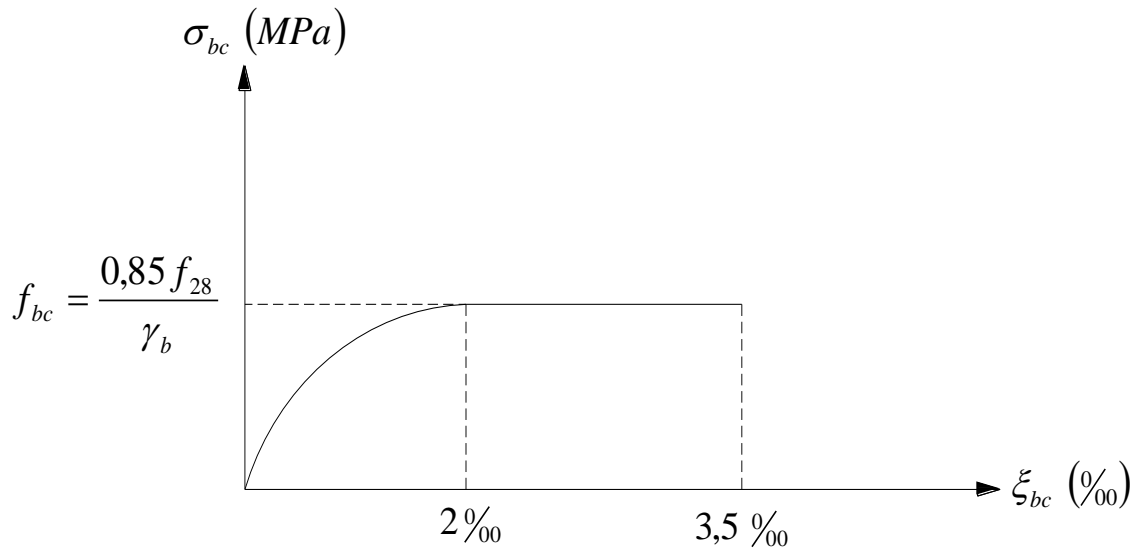
Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle" (Fig. 1.1).

Ce diagramme est constitué :

- D'un tronc de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$$

- D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$



**Fig. 1.1 : Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à L'ELU)**

## II.1.4 Contrainte limite de service de résistance à la compression:

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

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

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

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :

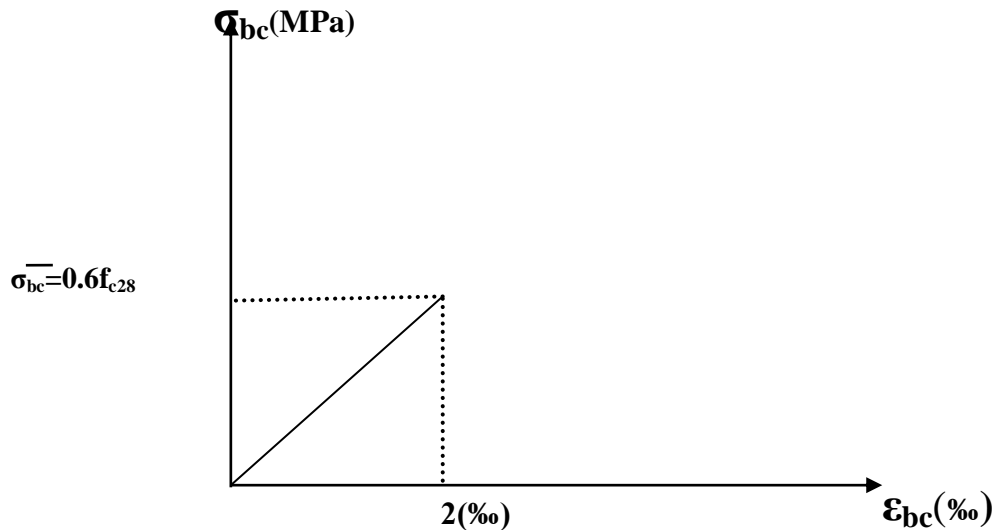


Fig. I.2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

### Contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article (A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99).

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

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

$$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ (Mpa)} \quad \text{cas où la fissuration est peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ (Mpa)} \quad \text{cas où la fissuration préjudiciable.}$$

### Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

#### 1) Module d'élasticité instantané :

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

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

---

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (BAEL91/Art2.1,21):$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25(\text{Mpa}) \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164 (\text{Mpa})$$

### 2) Module d'élasticité différé:

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{MPa} \dots\dots\dots (BAEL91/Art2.1,21):$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 (\text{Mpa}) \quad , \quad E_{vj} = 10818,87 (\text{Mpa})$$

### 3) Module d'élasticité transversal :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{MPa} \dots\dots\dots (BAEL91/Art 2.1, 3)$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$ : Coefficient de poisson.

#### • Le coefficient de poisson $\nu$ :

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

- $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.
- $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

### Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$  (BAEL 91 modifié 99/ Art 5.1)

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

▪ Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right).$$

▪ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right).$$

### Aciers :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215[Mpa] et 215[Mpa] respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400[Mpa] et de 500[Mpa].
- Treillis soudé de type TS520.

### Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égale a' :  $E_s = 2 \times 10^5$  [Mpa].

### Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égale à :  $\nu = 0,3$ .

### Les contraintes limite :

- Contrainte limite à l'ELU :

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

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} : \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **Contrainte limite à l'ELS :(Art4.5.33BAEL91) :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

#### ❖ Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

---

### ❖ Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

### ❖ Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe, 90\sqrt{\eta f_{ij}}\right).$$

### • Contrainte limite à l'ELS :(Art4.5.33BAEL91) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

### ❖ Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

### ❖ Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

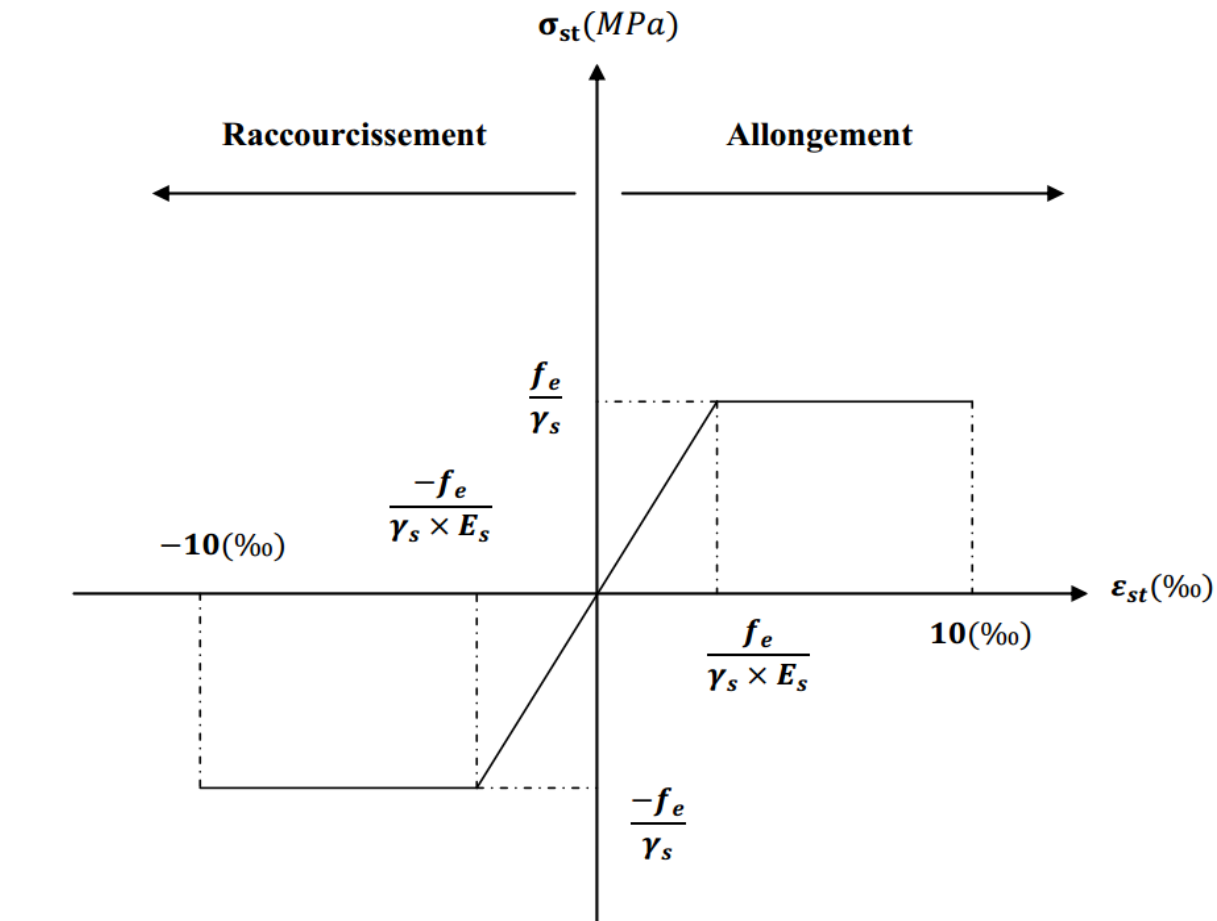
### ❖ Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe, 90\sqrt{\eta f_{ij}}\right).$$

### Diagrammes des contraintes – déformations de l'acier :(BAEL 91/Art A.2.2, 2) :

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage.



### Protection des armatures : (.Art A.7.1, BAEL91modifié99) :

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

-  $c \geq 1$  (cm) : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations

-  $c \geq 3$  (cm) : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.

-  $c \geq 5$  (cm) : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

### Diamètre maximal des aciers:

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur  $h$ , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :  $\Phi_1 \leq h / 10$ .

Pour les poutres de hauteur  $h$  on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_1 ; b_0 / 10).$$

$b_0$ : Largeur de l'âme.

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

---

### Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

### Introduction :

Afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape où l'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), du règlement parasismique algérien (**RPA99version2003**) ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91 modifié 99**).

### II.1. Pré-dimensionnement des planchers :

#### ❖ Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées placées parallèlement à la petite portée. L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée de manière à ce que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article (B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :

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

**Avec :**  $L_{\max}$ : portée libre de la plus grande travée.

$h_t$ : hauteur totale du plancher.

Le RPA exige :

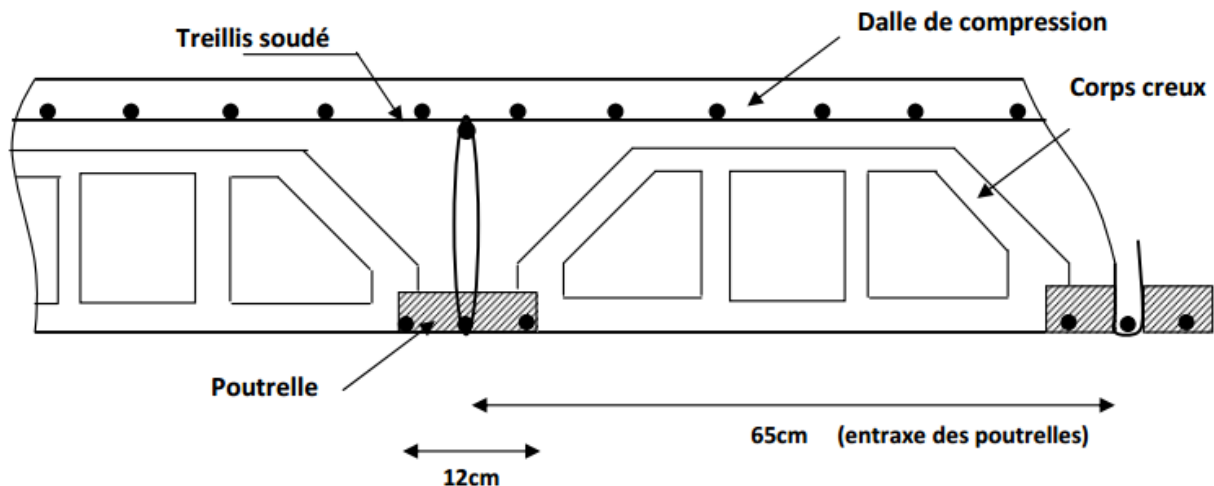
- $\min(b, h) \geq 30$  (cm) en (zone III) **on prend**  $\min = 30$ (cm)
- $L_{\max} = 470 - 30 = 440$ (cm)

$$h_t \geq \frac{440}{22,5} = 19.56(\text{cm})$$

**Donc :**  $h_t \geq 19.56$ (cm)

On opte pour un plancher d'épaisseur :  $h_t = 20$  (cm) ; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants :

- 16 (cm) pour la hauteur du corps creux.
- 4 (cm) pour la hauteur de la dalle de compression.



**Fig. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.**

❖ **Pré-dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

L'article A.4.14 du BAEL 91 nous donne les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

**Avec :**

$h_i$  : La hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre.

$L$  : Longueur libre de la plus grande travée considérée.

✚ **Poutres principales** : Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens transversal)

$$L_{max} = 470 - 30 = 440 \text{ (cm)}$$

$$440/15 \leq h \leq 440/10$$

$$\text{Donc : } 29.33 \leq h \leq 44$$

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

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

---

**Donc :**  $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$   $14 \leq b \leq 24,5$  (cm)

**On prend :**  $b = 30$ (cm)

La section adoptée pour les poutres principales est donc :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

**+** **Poutres secondaires :** Disposées parallèlement aux poutrelles (sens longitudinal)

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ (cm)}$$

$$400/15 \leq h \leq 400/10$$

$$\text{Donc: } 26.66 \leq h \leq 40$$

**On prend:**  $h = 35$  (cm)

$$\text{Donc : } 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \qquad 14 \leq b \leq 24,5 \text{ (cm)}$$

**On prend :**  $b=30$ (cm)

La section adoptée pour les poutres secondaires est donc :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

**+** **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :**

*L'article (A.7.4-1) du RPA 99 version 2003 nous donne les dimensions des poutres à respecter :*

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**Avec :**

$h$  : hauteur totale de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

**+** **Pour les poutres principales :**

- $-b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....vérifiée .
- $-ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .....vérifiée.
- $-ht/ b = 1.16 \leq 4$ .....vérifiée.

**+** **Pour les poutres secondaires :**

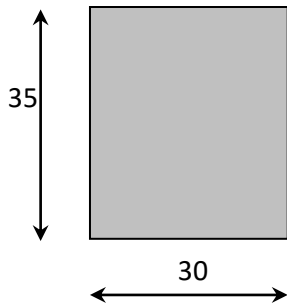
- $-b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....vérifiée .
- $-ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .....vérifiée.
- $-ht/ b = 1.16 \leq 4$ .....vérifiée.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

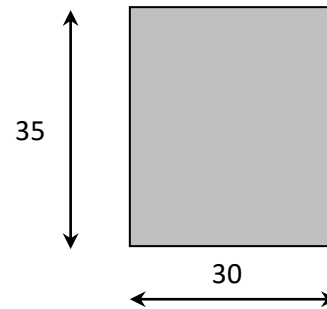
### ✚ Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales : **30 x 35 (cm<sup>2</sup>)**.
- Poutres secondaires : **30 x 35 (cm<sup>2</sup>)**.



**Figll.2 : Dimensions dela poutre principale**



**Figll.3 : Dimension de la poutre secondaire**

### ❖ Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, selon la combinaison ( $N_s=G+Q$ ).

**Avec :**

$N_s$  : effort normal repris par le poteau,

$G$  : charge permanente,

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

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

**Avec :**  $A$  : section du poteau considéré.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en (Mpa) à 28 jours } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ (Mpa)}$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

$\bar{\sigma}_{bc}$  Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 (Mpa).

### ❖ Escaliers :

Les escaliers ont pour but d'assurer la circulation verticale entre les niveaux du bâtiment, pour assurer le confort des usagers il faut que la condition de BLONDEL soit vérifiée :

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

- $h$  : est la hauteur de la contre marche  $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ (cm)}$ .
- $g$  : le giron qui est la longueur de la marche  $g \geq 25 \text{ (cm)}$ .

#### ▪ Hauteur de la contre marche :

On prend :  $h = 17 \text{ (cm)}$

#### ▪ Le giron :

$$59 - 2h \leq g \leq 66 - 2h$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ (cm)}$$

#### • Conclusion :

$$h = 17 \text{ (cm)} , g = 30 \text{ (cm)}$$

### ❖ Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (A.7.7-1) du RPA99version 2003 :

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

Avec :  $L_{\min}$ : longueur minimale des voiles.

$a$ : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 (cm).

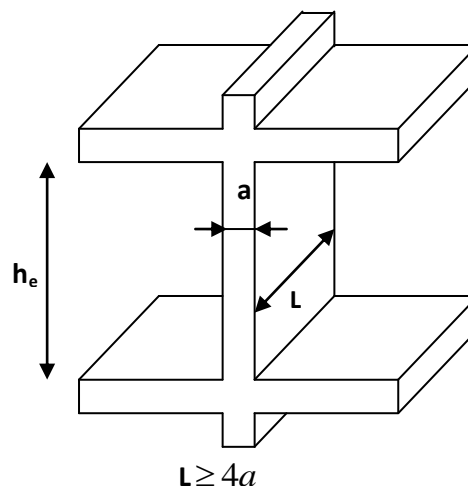
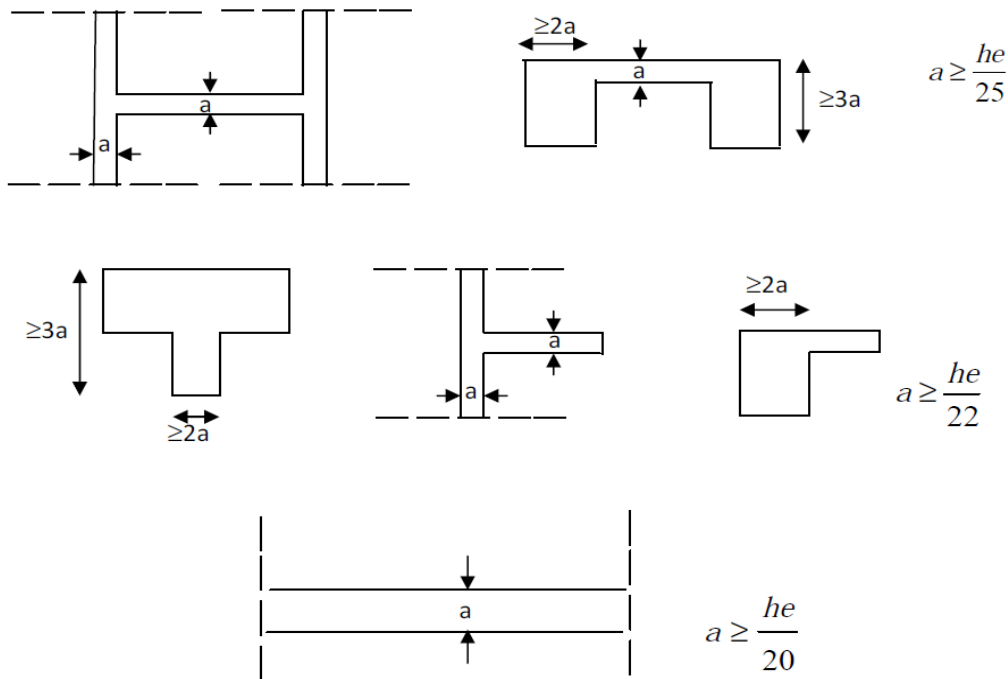


Figure II.4: Coupe d'un voile en élévation

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

L'épaisseur (a) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



**Figure II.5. : Coupe de voile en plan.**

- $a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}$

Dans notre projet la hauteur max d'étages  $h_e = 408 - 20 = 388(\text{cm})$

Nous aurons donc :  $a \geq \frac{388}{20} = 19.4 (\text{cm})$

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $a = 20(\text{cm})$

### II -2- Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, idem pour les surcharges d'exploitation.

#### II-2-1- Charges permanentes :

On a la charge  $G = \rho e$

Avec :

$\rho$  : C'est le poids volumique.

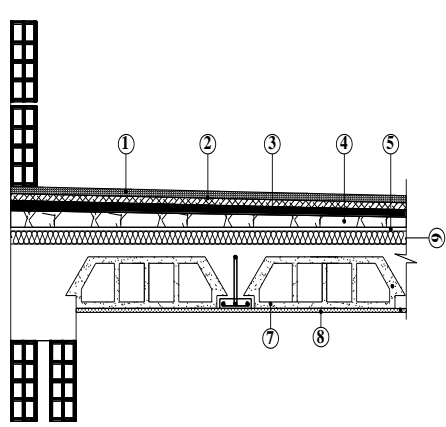
$e$  : L'épaisseur de l'élément.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

D'où le tableau suivant :

**Tableau II-2) Plancher terrasse :**

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	22	0.44
3	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
4	béton en forme de pente	0.06	22	1.32
5	pare vapeur	1 feuille	/	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	14	2.8
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>TOTAL</b>				<b>5.49</b>



*Fig II-6*

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II-3) Plancher d'étage courant :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	mortier de pose	0.02	22	0.44
4	couche de sable	0.02	18	0.36
5	plancher en corps creux	(16+4)	14	2.8
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>TOTAL</b>				<b>5.14</b>

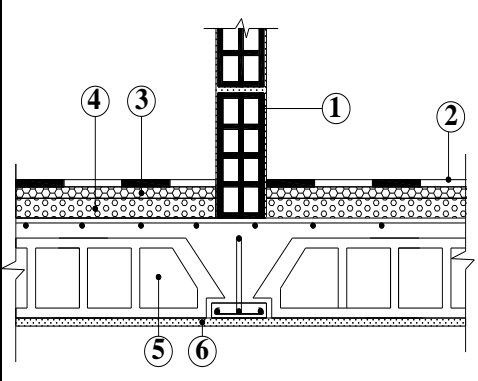


Fig II-7

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

➤ **Maçonnerie** : Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs .

**Tableau II-4) Les murs extérieurs** : sont en double cloisons de 25 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 (cm)

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	enduit de ciment	0.015	18	0.27
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
3	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
4	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
<b>TOTAL</b>				<b>2.99</b>

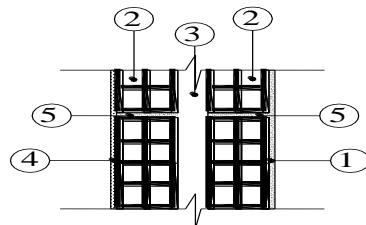


Fig II-8

• **Tableau II-5) Les murs intérieurs** :

Sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et un enduit plâtre des deux faces et le mortier de pose entre les briques.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
1	Mortier de ciment	0.02	18	0,36
<b>TOTAL</b>				<b>1,3</b>

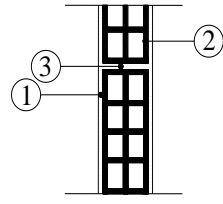


Fig II-9

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

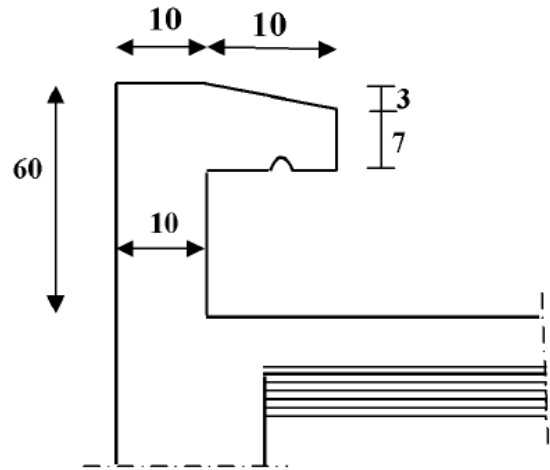
◆ *L'acrotère :*

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,10 \times 0,10) - \left( \frac{0,30 \times 0,10}{2} \right)$$

$$S = 0,0685 (m^2)$$

$$G = \rho \times S$$

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,7125 (KN/m)$$

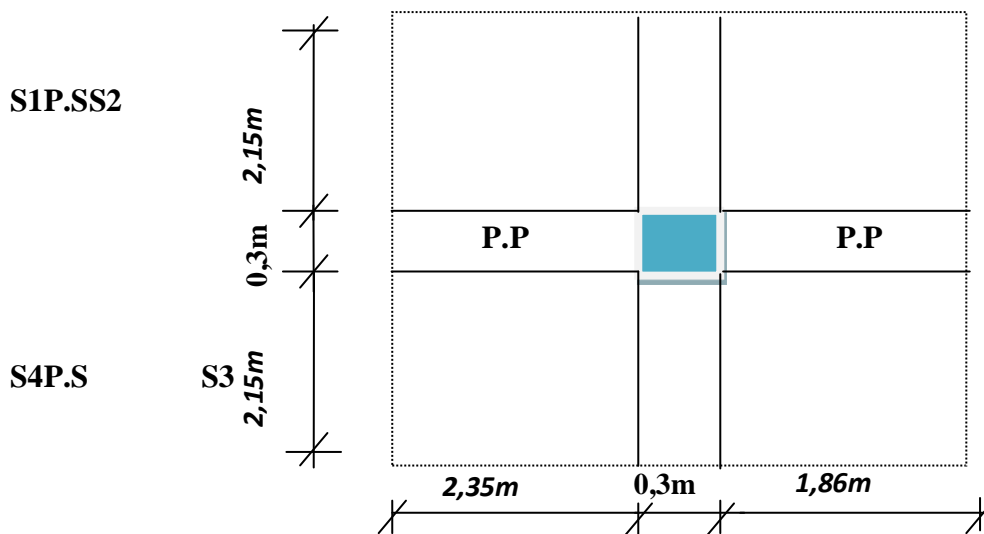


figII-10 : Coupe verticale de l'acrotère

**Tableau II-6) Charges d'exploitations :**

<i>Eléments</i>	<i>surcharges</i>
<i>Acrotère</i>	<i>1 KN/m<sup>2</sup></i>
<i>Plancher d'étage courant</i>	<i>1.5 KN/m<sup>2</sup></i>
<i>Escaliers</i>	<i>2.5 KN/m<sup>2</sup></i>
<i>Balcon</i>	<i>3.5 KN/m<sup>2</sup></i>
<i>Plancher à usage commercial</i>	<i>5 KN/m<sup>2</sup></i>
<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	<i>1 KN/m<sup>2</sup></i>
<i>Porte à faux</i>	<i>1.5 KN/m<sup>2</sup></i>

◆ **Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :**



## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

---

$$l_1 = \frac{4,70}{2} = 2,35(m)$$

$$l_2 = \frac{3,72}{2} = 1,86(m)$$

$$l_3 = \frac{4,30}{2} = 2,15(m)$$

$$l_4 = \frac{4,30}{2} = 2,15(m)$$

$$S_1 = 2,15 \times 2,35 = 5,0525(m^2)$$

$$S_2 = 1,86 \times 2,15 = 3,999(m^2)$$

$$S_3 = 1,86 \times 2,15 = 3,999(m^2)$$

$$S_4 = 2,15 \times 2,35 = 5,0525(m^2)$$

$$S_t = 5,052 + 3,999 + 3,999 + 5,0525 = 18,1(m^2)$$

La section nette : **18,1 (m<sup>2</sup>)**

### ❖ Poids propre des éléments :

#### • Pour les planchers :

##### • Plancher terrasse :

$$G_{pt} \times S = 5,49 \times 18,1 = 99,369(kN)$$

##### • Plancher courant :

$$G_{pc} \times S = 5,14 \times 18,1 = 93,034(kN)$$

#### ➤ Pour les poutres :

- Poutres principales :  $\rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (1,86 + 2,35) = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 4,21 = 11,05(kN)$

- Poutres secondaires :  $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (2,15 + 2,15) = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 4,3 = 11,28(kN)$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires = **11,05 + 11,28 = 22,33(kN)**

#### ➤ Pour les poteaux :

Pour calculer le poids propre des poteaux, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont données par le *RPA* :  $\min(b_1, h_1) \geq 30(cm)$

$$b = 30(cm).$$

$$h = 30(cm).$$

- Poteau RDC :  $\rho \times S \times h_{RDC} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,08 = 9,18(kN)$

- Poteaux étage courant :  $\rho \times S \times h_{EC} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,06 = 6,885(kN)$

- Poteaux sous-sol :  $\rho \times S \times h_{SS} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,52 = 7,92(kN)$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

➤ **Surcharge d'exploitation :**

- ◆ plancher terrasse inaccessible :  $Q=1 \times 18, 1=18.1(\text{KN})$ .
- ◆ plancher d'étage courant :  $Q=1.5 \times 18.1=27.15(\text{KN})$ .
- ◆ plancher de RDC :  $Q=18,1 \times 2, 5=45.25 (\text{kN})$ .
- ◆ plancher de sous/sol :  $Q=18.1 \times 2.5=45,25(\text{KN})$ .

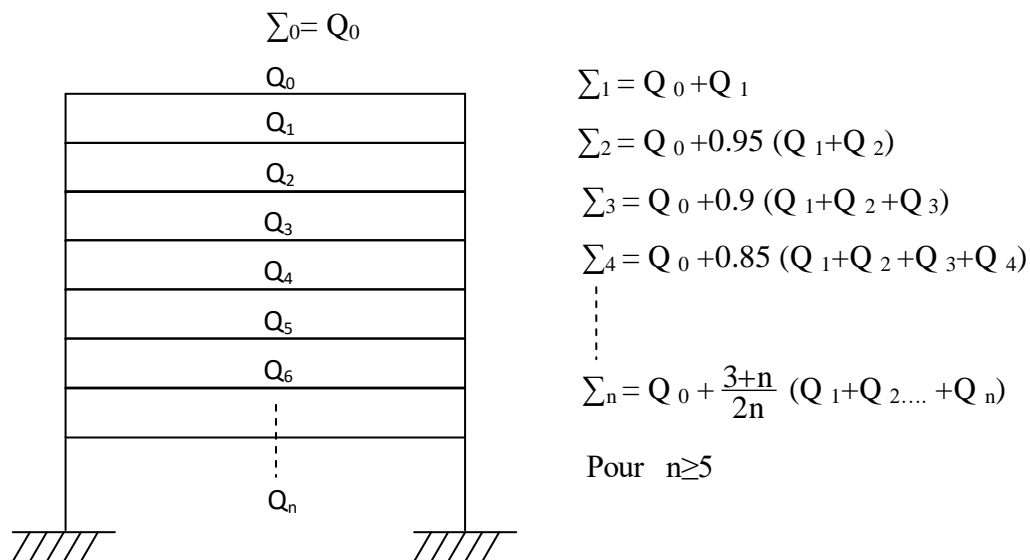
➤ **Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

➤ **Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**



**Coefficients de dégression des surcharges :**

<b>Niveau</b>	<b>10</b>	<b>9</b>	<b>8</b>	<b>7</b>	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>1</b>
<b>coef</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0.95</b>	<b>0.90</b>	<b>0.85</b>	<b>0.80</b>	<b>0.75</b>	<b>0.71</b>	<b>0.68</b>	<b>0.66</b>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

### Surcharges Cumulées :

Niveau	Opération	Résultats(KN)
Terrasse	$Q_0=1 \times 18,1$	18,100
Niveau 6	$Q_0+Q_1=18,1+27,15$	45,250
Niveau 5	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	69,685
Niveau 4	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	91,405
Niveau 3	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	110,410
Niveau 2	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	126,700
Niveau 1	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	140,275
RDC	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)+(Q_7)$	179.0
S/Soul	$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)+(Q_7+Q_8)$	219.37

Tableau : Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Charges permanents en kN					Charges d'exploitation			Effort tranchant $N=G_c+Q_c$	section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Poids de planchers	Poids de poteaux	Poids de poutres	$G_{total}$	G Cumule	coef	Q	Q cumule		S trouvée $N_s \frac{1}{\delta_{bc}}$	S adopte
7	99.369	00	22.33	121.699	121.699	1	18,1	18,1	139.799	93.199	40x40
6	93.034	6.885	22.33	122.249	243.948	1	27,15	45,25	289.198	192.179	40x40
5	93.034	6,885	22.33	122.249	366.197	0,95	27,15	72,4	483.597	322.398	40x40
4	93.034	6,885	22.33	122.249	488.446	0,90	27,15	99,55	587.996	391.997	40x40
3	93.034	6,885	22.33	122.249	610.695	0,85	27,15	126,7	737.395	491.596	45x45
2	93.034	6,885	22.33	122.249	732.944	0,80	27,15	153,85	886.794	591.196	45x45
1	93.034	6,885	22.33	122.249	855.193	0,75	27,15	181	1036.193	690.795	45x45
RDC	93.034	9.18	22.33	124.544	979.737	0,71	27,15	208,15	1187.887	791.924	50x50
S-Sol	93.034	7,22	22.33	122.584	1102.32	0,68	45,25	253,4	1355.72	903.813	50x50

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

### ❖ Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
40x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	<b>Condition vérifiée</b>
	Min (b, h) ≥ h <sub>e</sub> /20	306/20 = 15,3	<b>Condition vérifiée</b>
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h= 1	<b>Condition vérifiée</b>
45x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =45	<b>Condition vérifiée</b>
	Min (b, h) ≥ h <sub>e</sub> /20	306/20 = 15,3	<b>Condition vérifiée</b>
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h= 1	<b>Condition vérifiée</b>
50x50	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =50	<b>Condition vérifiée</b>
	Min (b, h) ≥ h <sub>e</sub> /20	352/20 = 17,6 ; 306/20 = 15,3	<b>Condition vérifiée</b>
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	<b>b/h= 1</b>	<b>Condition vérifiée</b>

Les sections choisies sont :

- **Pour** : S-SOL/RDC (50x50) cm<sup>2</sup>.....**vérifiée.**
- **Pour** : 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage (45x45) cm<sup>2</sup>.....**vérifiée.**
- **Pour** : 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> ,7<sup>eme</sup> étage (40x40) cm<sup>2</sup>.....**vérifiée.**

#### ✓ Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

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

**Avec :**

λ: élancement du poteau.

L<sub>f</sub>: longueur de flambement ( L<sub>f</sub> = 0,707 l<sub>0</sub> ).

i: rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \frac{B}{\sqrt{12}}$

B : section transversale du poteau (**B=bxh**)

L<sub>0</sub>: longueur libre du poteau.

Ce qui nous donne :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times 0,7 l_0$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

---

Poteaux (40x40) :  $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 18,55 < 50$ .

Poteaux (45x45) :  $L_0 = 3,06 \Rightarrow \lambda = 16,48 < 50$ .

Poteaux (50x50) :  $L_0 = 3.52 \Rightarrow \lambda = 17.07 < 50$ .

### Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement

### III.1. Calcul de l'acrotère :

#### 1-Introduction :

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

#### 2-. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encadrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

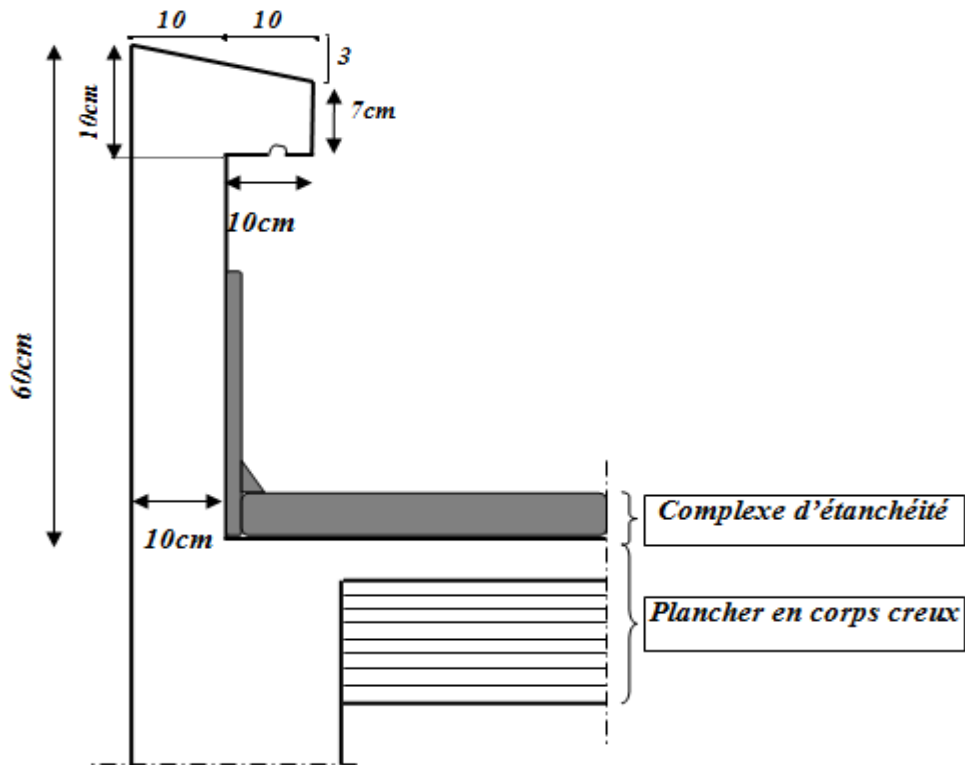
L'acrotère est sollicitée par :

- un effort normal (G) dû à son poids propre,
- un effort horizontal (Q) dû à une échelle (entretien) engendrant un moment de renversement (M).

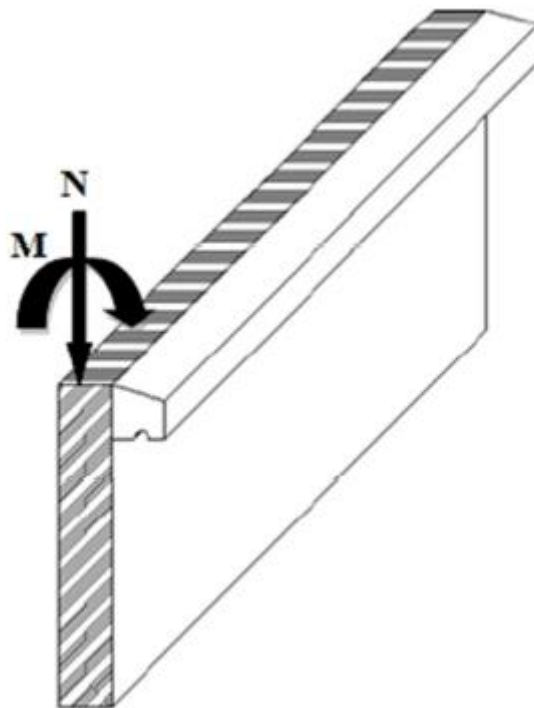
Le calcul se fera pour une bande de 1 m dans la section d'encastrement.

#### ➤ Dimension de l'acrotère :

*Coupe verticale de l'acrotère*

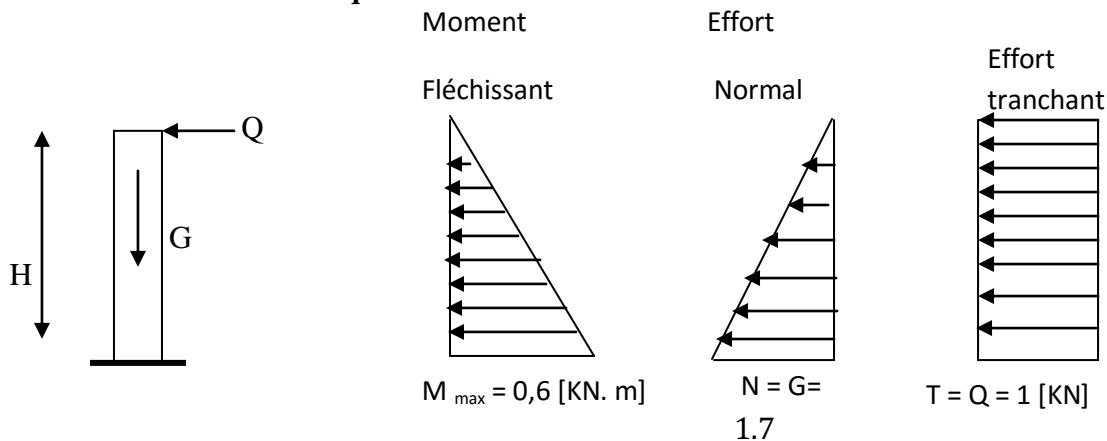


*Fig. III-1.1. : Coupe transversale de l'acrotère*



*Fig. III.1.2 : Coupe en 3D de l'acrotère*

➤ **Schéma statique :**



### 3- Evaluation des sollicitations :

- **Effort normal(N) dû au poids propre (G) :**

$$G = \rho S = 25 \cdot 0,067 = 1,7 \text{ (kN/ml)}$$

$$\Rightarrow N = G \cdot 1 \text{ m} = 1,7 \text{ (kN)}$$

- **Effort tranchant (V) :**

$$Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow V = Q \cdot 1 \text{ m} = 1 \text{ (kN)}$$

- **Moment de renversement dû à l'échelle( $M_r$ ) :**

$$M_r = QH = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ (kN.m)}$$

### 4- Combinaison des charges :

- à l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$  (BAEL 91)

**Effort normal de compression :**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \cdot 1,7 = 2,3 \text{ (kN)}$$

Moment de flexion :

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

- à l'ELS :  $q_s = G + Q$

**Effort normal de compression :**

$$N_s = 1,7 \text{ (kN)}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

**Moment de flexion :**

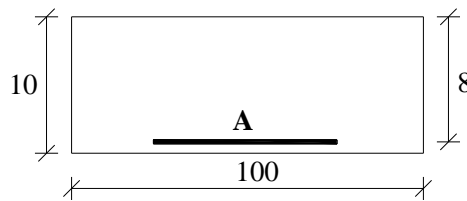
$$M_s = 0,6 \text{ (kN.m)}$$

### 5- Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

Les dimensions de la section à ferrailer sont les suivantes :

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



**Fig. III.1.3 : Section de calcul**

- **l'excentricité :**



$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,3} = 0,39 \text{ (m)}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ (cm)} < e_u = 39 \text{ (cm)}$$

Le centre de pression ( $C_p$ ) se situe à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.

- **Calcul du moment fictif  $M_f$ :**

$$M_f = N_u g = N_u \left( e_u + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 2,3 \cdot \left( 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97$$

$$M_f = 0,97 \text{ (kN.m)}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$g$  : étant la distance entre le centre de gravité des armatures tendues et le centre de pression ( $C_p$ ).

- *Calcul des armatures fictives en flexion simple:*

$$\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,97 \cdot 10^3}{100 \cdot (8)^2 \cdot 14,2} = 0,0107$$

$$\mu < \mu_1 = 0,3925 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

à partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante.

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_{uf}}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,96 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 8 \cdot 348} = 0,35 \text{ (cm}^2\text{)} \quad A_f = 0,35 \text{ (cm}^2\text{)}$$

➤ *Calcul des armatures réelles à la flexion composée:*

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{2,3}{34,8} = 0,28 \text{ (cm}^2\text{)} \quad A_u = 0,28 \text{ (cm}^2\text{)}$$

### 6- Vérifications :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35 \text{ (m)}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \left[ \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right] = 0,23 \frac{2,1}{400} (100)(8) \left[ \frac{35 - 0,455 (8)}{35 - 0,185 (8)} \right] = 0,90 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_l = \max(A_{\min}; A_u) \Rightarrow A_l = A_{\min} = 0,90 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_l = 0,9 \text{ Soit } 5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ (cm}^2\text{) avec : espacement } e = 20 \text{ (cm)}$$

- *armatures de répartition  $A_r$  :*

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{0,90 \cdot 0,6}{4} = 0,14 \text{ cm}^2$$

**Soit : 4 HA 6 = 1,13 (cm<sup>2</sup>) avec : un espacement e = 18 (cm)**

## Chapitre III : Calcul des éléments.

### b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art 5.1, 211) :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ (MPa)} \\ 4 \text{ (MPa)} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ (MPa)} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{100 \cdot 8} = 0,0187 \text{ (MPa)} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \text{ Condition est vérifiée.}$$

### c. Vérification de l'adhérence (BAEL 91/ Art A.6, 3) :

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature.

L'acier utilisé est le FeE 400  $\rightarrow \psi_s = 1,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ (MPa)}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n \pi \phi$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 5 \cdot 3,14 \cdot 6 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 80 \cdot 94,2} = 0,221 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \text{ Condition est vérifiée.}$$

### d. Vérification au séisme (RPA 91/ Art A.6.2.3) :

On doit vérifier que :

$$F_p = 4 A C_p W_p \leq 1 \text{ kN}$$

**Avec :**

A : coefficient d'accélération de zone  $A = 0,15$  (zone II.a ; groupe 2)

$C_p$  : facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$  (tableau 6-1 du RPA99)

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.  $W_p = 1,7 \rightarrow F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1,7 = 0,816 \text{ kN}$

$F_p = 0,816 \text{ kN} < 1 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$

### 7-Vérifications à L'ELS :

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

$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$

On doit vérifier la contrainte suivante :

$$\sigma_{bc} = k y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \cdot N_s}{S_{xx}} \cdot (y_c - c') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot N_s}{S_{xx}} \cdot (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \cdot 400 = 226,66 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

Avec :

$$S_{xx'} = \frac{b y_{ser}^2}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser}) + A'_s (y_{ser} - c')]$$

$$k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}}$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \quad \text{et} \quad c_1 = \frac{h}{2} - e_s$$

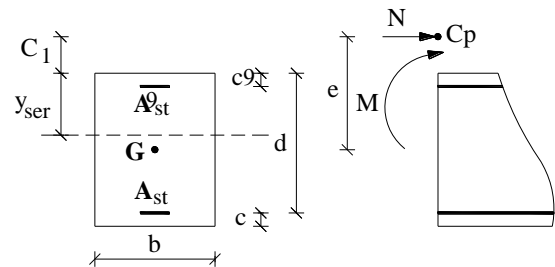
$c_1$  : Sera considéré comme positif s'il tombe à l'intérieur de la section.

$c_1$  : Sera considéré négatif si  $c_1$  tombe à l'extérieur de la section.

$y_c$  : sera obtenu par résolution de l'équation de 3<sup>ème</sup> degré.

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90 A'_s (c_1 - c')}{b} + 90 \frac{A_s}{b} (d - c_1)$$



## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$q = -2c_1^3 - \frac{90 A'_s (c_1 - c')^2}{b} - 90 \frac{A_s (d - c_1)^2}{b}$$

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si :  $\Delta \geq 0 \rightarrow t = 0,50(\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_c = u - \frac{p}{3u}$

Si :  $\Delta < 0 \rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left( \frac{3q}{p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right)$  ;  $a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour  $y_c$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$   
AN :

Ns (kN.m)	M <sub>s</sub> (kN.m)	h (cm)	e <sub>s</sub> (cm)	c <sub>1</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	P (cm <sup>2</sup> )	q (cm <sup>3</sup> )
1,70	0,60	10	35,29	-30,29	1,41	-2704,61	52432,18
Δ (cm <sup>6</sup> )	Φ (rad)	a (cm)	y <sub>c1</sub> (cm)	y <sub>c2</sub> (cm)	y <sub>c3</sub> (cm)	y <sub>ser</sub> =y <sub>ci</sub> + c <sub>1</sub> (cm)	S <sub>xx</sub> (cm)
- 4908961045,61	2,890	60,05	34,28	-59,83	25,45	3,98	656,03

- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{S_{xx}} y_{ser} = \frac{1,7 \cdot 3,98 \cdot 10}{656,03} = 0,103(\text{MPa}) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 (\text{MPa})$$

- Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \cdot N_s}{S_{xx}} \cdot (y_c - c') = \frac{15 \cdot 1,7 \cdot 10}{656,03} \cdot (34,28 - 2) = 12,54 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63(\text{MPa})$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot N_s}{S_{xx}} \cdot (d - y_{ser}) = \frac{15 \cdot 1,7 \cdot (8 - 3,98)}{656,03} = 1,56 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63(\text{MPa})$$

*Les conditions sont vérifiées.*

### Conclusion :

On note pour les armatures déjà calculées, à savoir :

Armatures principales : **5 HA 8 = 2.51 cm<sup>2</sup> /ml** avec un espacement de **20cm**.

Armatures de répartition : **3 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml** avec un espacement de **25cm**.

### 2) Les escaliers :

#### *III.2.1) Définition :*

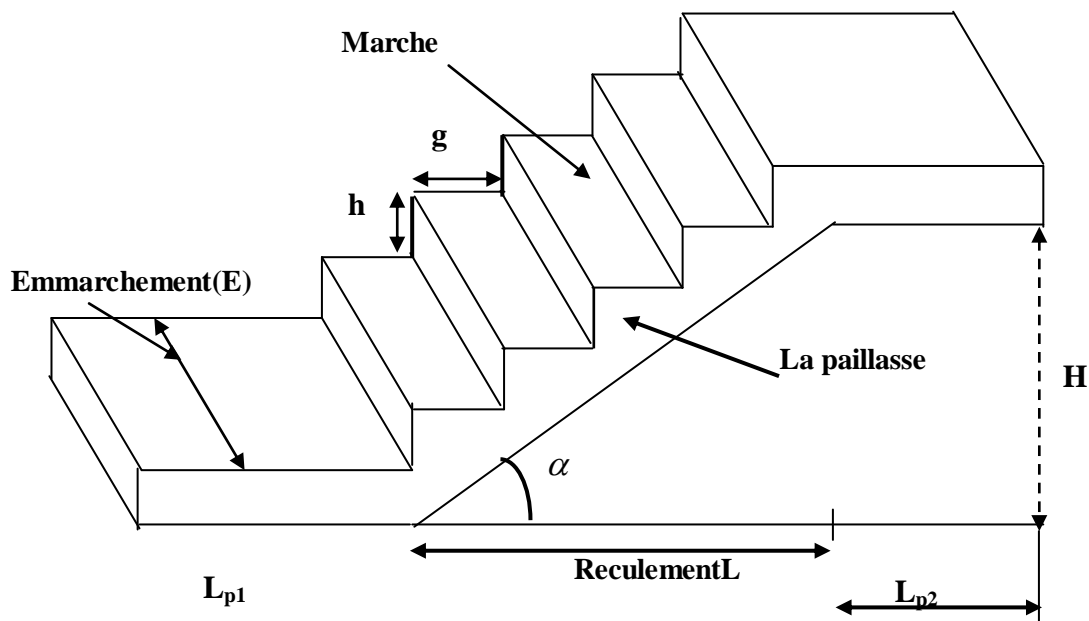
Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

#### *III.2.2) Terminologie :*

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig. 3.2.1

##### ❖ **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 consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron ( $g$ ) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres 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.
- **L'emmarchement ( $E$ ) :** représente la largeur de palier de repos.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.



**Fig III-2.4) Terminologie de l'escalier**

**1<sup>er</sup> cas : escalier de l'étage courant :**

### III.2.1. Pré dimensionnement :

On prend en compte le dimensionnement des plans d'architecture et pour le pré dimensionnements on vérifie la loi de « BLONDEL »

$$59(\text{cm}) \leq g + 2h \leq 66 (\text{cm}) \quad \text{et} \quad 16(\text{cm}) \leq h \leq 18(\text{cm})$$

**On prend**  $h=17\text{cm}$  ———  $25(\text{cm}) \leq g \leq 32(\text{cm})$  **on prend** :  $g=30(\text{cm})$

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

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}. \quad \longrightarrow \quad 59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 62\text{cm} \leq 66$$

L'embranchement est de :  $1,6(\text{m}) > 1,2$

}

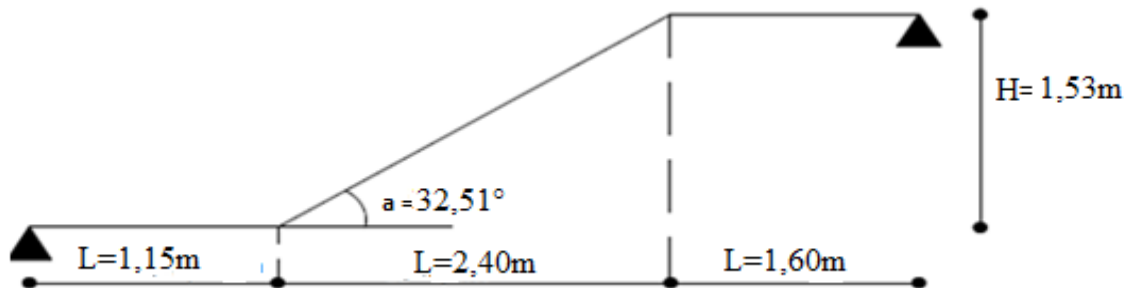
**Condition vérifiée.**

$$n^{\text{bre}} \text{ de marche } n = \frac{H}{h} = \frac{(306/2)}{17} = 9 \text{ contre marche}$$

$$n^{\text{bre}} \text{ de marche } m = n - 1 = 8 \text{ marche}$$

### ❖ Dimensionnement de paillasse et de palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémité et dont l'épaisseur doit vérifier :



#### ➤ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur du palier et de la volée [ $e_p$ ] est donnée par :

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

L : longueur du palier et de paillasse.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

Alors :  $L = L_1 + L_2 + L_3$

$$L = 1,15 + \frac{2,40}{\cos 32,51} + 1,60 = 5,59 [m].$$

D'où :  $\frac{559}{30} \leq e_p \leq \frac{559}{20} \Rightarrow 18,63 \leq e_p \leq 27,95$

On prend :  $e_p = 20[cm]$ .

- **Remarque :** on adopte la même épaisseur que la paillasse pour les paliers de repos.

### III.2.2 Détermination des charges et surcharges :

Les calculs se fera en flexion simple pour un bande de **1ml**.

## Chapitre III : Calcul des éléments.

- paillasse :

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$25 \times (0,2 / \cos 32,51) \times 1 \text{ m} = 5,93$
Poids propre des marches	$25 \times (0,17/2) = 2,125$
mortier de pose	$22 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,44$
Sable de pose	$18 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,36$
Carrelage	$20 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,4$
Enduit de plâtre	$10 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,2$
Gard corps	$0,2 \times 1 \text{ m} = 0,2$
	<b>G=9,655</b>
	<b>Q=2,5</b>

- Palier :

ELEMENTS	Charges (KN/ml)
Poids propre de palier	$25 \times 0,2 \times 1 = 5$
Revêtements	1,4
	<b>G=6,4</b>
	<b>Q=2,5</b>

### ❖ Combinaison des charges et surcharges :

#### 1) État limite ultime : ELU

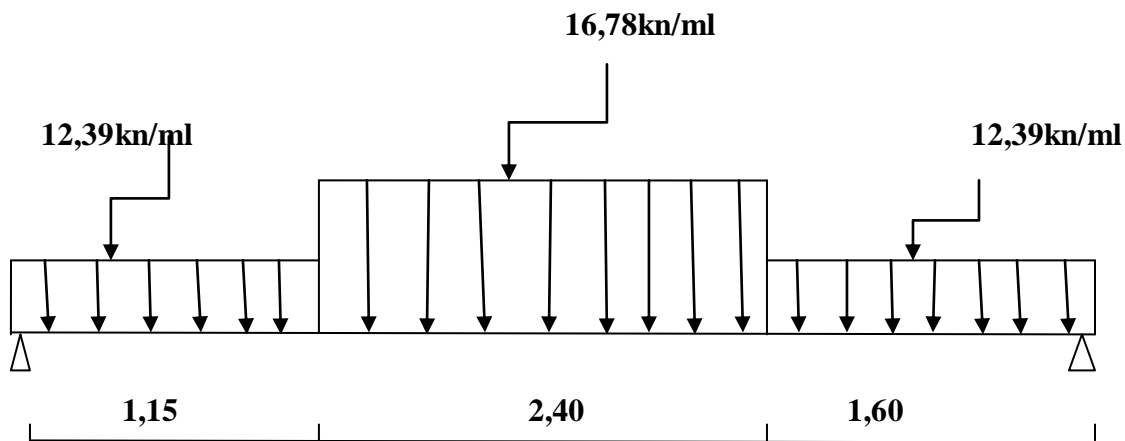
$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9,655 + 1.5 \times 2.5 = 16,78 \text{ (KN/ml)}$$

$$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6,4 + 1.5 \times 2.5 = 12,39 \text{ (KN/ml)}$$

#### 2) État limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 9,655 + 2,5 = 12,15 \text{ (KN/ml)}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ (KN/ml)}$$



**Schéma statique a l'ELU**

**a) Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B - (12,39 \times 1,15 + 16,78 \times 2,4 + 12,39 \times 1,6) = 0$$

$$R_A + R_B = 74,34(\text{KN})$$

$$\Sigma M/A = 0 \longrightarrow$$

$$(12,39 \times 1,15 \times 1,15/2) + (16,78 \times 2,4) \times (2,4/2 + 1,15) + (12,39 \times 1,6) \times (1,6/2 + 3,55) - 5,15R_B = 0$$

$$\longrightarrow 189,06 - 5,15 R_B = 0$$

- **$R_B = 36,71(\text{KN})$**

$$R_A + R_B = 74,34 \longrightarrow R_A = 74,34 - 37,19$$

- **$R_A = 37,62(\text{KN})$**

➤ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

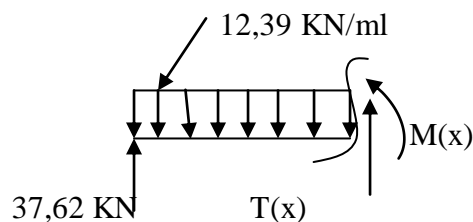
**a) Efforts tranchants :**

- $0 \leq x \leq 1,15 \text{ m}$

$$T(x) + 37,62 - 12,39X = 0$$

$$T(x) = 12,39 X - 37,62$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \longrightarrow T(0) = -37,62(\text{KN}) \\ \text{Pour } X = 1,15 & \longrightarrow T(1,15) = -23,37(\text{KN}) \end{cases}$$

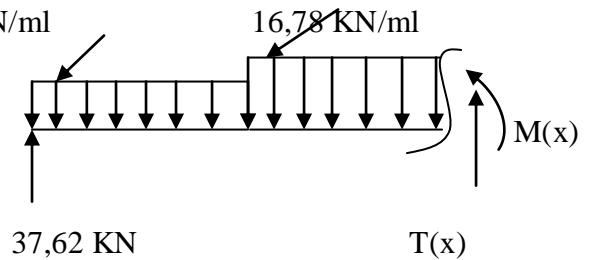


## Chapitre III : Calcul des éléments.

- $1,15 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$

$$T(x) + 37,62 - 12,39(1,15) - 16,78(x - 1,15) = 0$$

$$T(x) = 12,39(1,15) + 16,78(x - 1,15) - 37,62$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,15 \rightarrow T(1,15) = -23,37 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,55 \rightarrow T(3,55) = 16,88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 12,39(1,15) + 16,78(x - 1,15) - 37,62 = 0$$

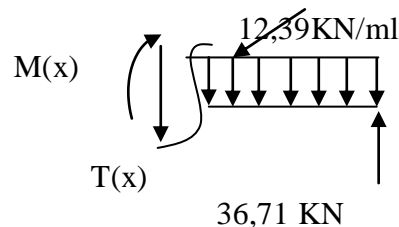
$$x = 2,54 \text{ m}$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$-T(x) + 36,71 - 12,39(x) = 0$$

$$T(x) = -12,39(x) + 36,71$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 36,71 \text{ (KN)} \\ \text{Pour } x = 1,60 \text{ m} \rightarrow T(1,60) = 16,88 \text{ (KN)} \end{array} \right.$$



### b) Le moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1,15 \text{ m}$

$$M(x) - 37,62x + 12,39x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 37,62x - 12,39 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } : x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ (KN.m)}$$

$$\text{Pour } : x = 1,15 \text{ m} \rightarrow M(1,15) = 35,07 \text{ (KN.m)}$$

- $1,15 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$

$$M(x) - 37,62x + 12,39 \cdot 1,15 \left( x - \frac{1,15}{2} \right) + \frac{16,78}{2} (x - 1,15)^2 = 0$$

$$M(x) = 37,62x - 12,39 \cdot 1,15 \left( x - \frac{1,15}{2} \right) - \frac{16,78}{2} (x - 1,15)^2$$

$$\text{Pour } : x = 1,15 \text{ m} \rightarrow M(1,15) = 35,07 \text{ (KN m)}$$

$$\text{Pour } : x = 3,55 \text{ m} \rightarrow M(3,55) = 42,83 \text{ (KN m)}$$

Le moment max :

$$x = 2,54 \text{ (m)} \quad M(2,54) = 51,36 \text{ (KN m)}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

○  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$M(x) - 36,71x + 12,39 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 36,71x - 12,39 \frac{x^2}{2}$$

**Pour :**  $x = 0 \text{ (m)}$   $M(0) = 0 \text{ (KN m)}$

**Pour :**  $x = 1,60 \text{ (m)}$   $M(1,60) = 42,87 \text{ (KN m)}$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 42,83 = 36,43 \text{ (KN m)}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 42,87 = -12,861 \text{ (KN m)}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

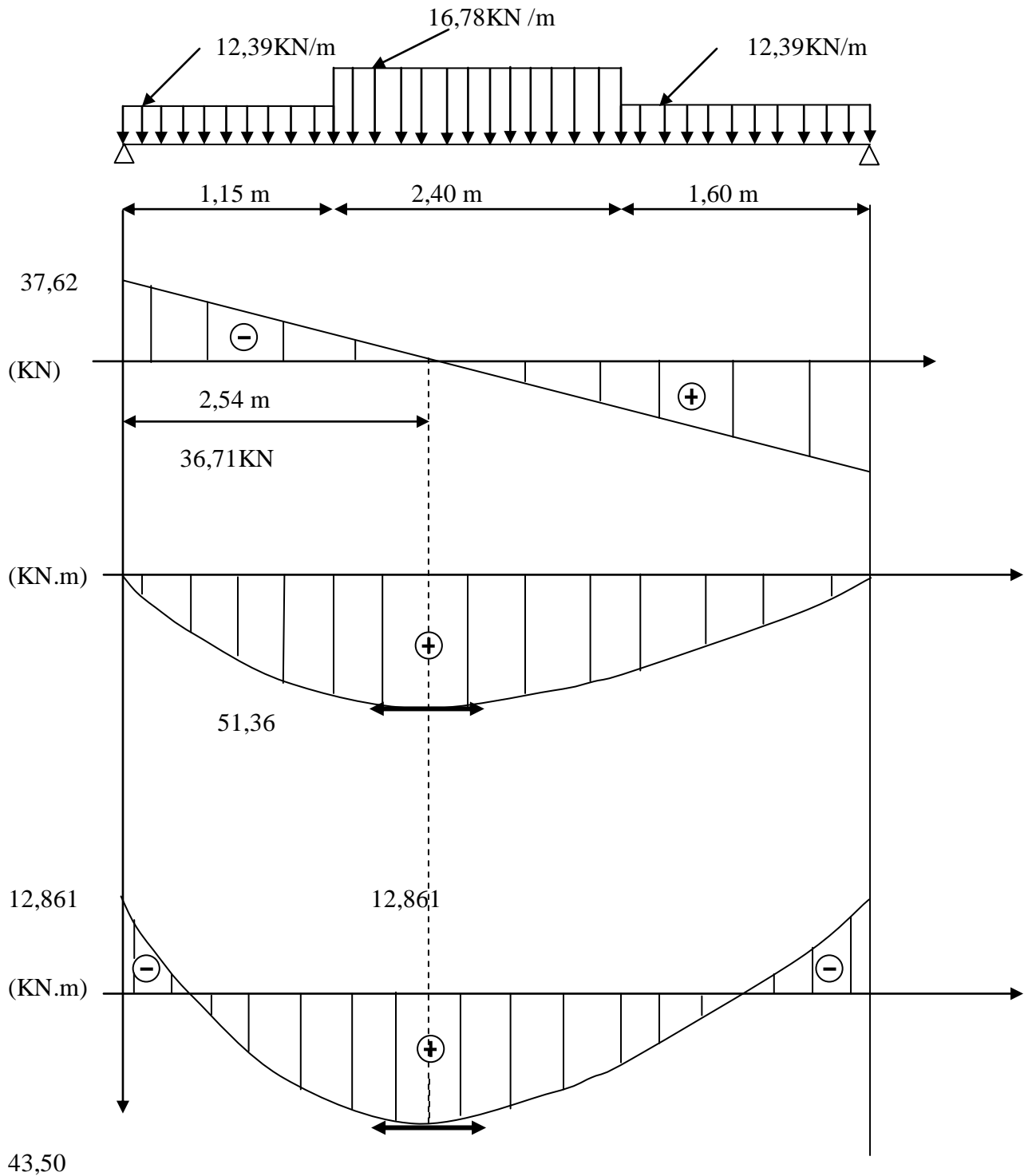


Fig.III-2.5) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

### ➤ Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :  
 $b = 100$  (cm) ;  $c = 2$  (cm) ;  $d = 18$ (cm).

#### a) En travée :

$$M_u^t = 43,50(\text{KN.M})$$

##### 1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34,43 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,074 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,074 \quad \beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{34,43 \times 10^3}{0,962 \times 18 \times 348} = 5,71 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 6 HA 12 = 6,78(cm<sup>2</sup>) avec : espacement  $S_t = 15$ (cm).

##### 2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 6HA8 = 3,01(cm<sup>2</sup>) avec : espacement  $S_t = 15$ (cm).

#### b) En appui :

##### 1. Armatures principales :

$$M_u^a = 12,861 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,861 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,028 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,02 \quad \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{12,861 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 6 HA 10 = 4,71 cm<sup>2</sup>, avec : espacement  $S_t = 15$  cm<sup>2</sup>

##### 3. Armatures de repartions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6 \text{ HA } 8 = 3,01 \text{ cm}^2$  , avec : espacement  $S_t = 15 \text{ cm}^2$

### III-2-3) Les vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification du non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :**  $A_t = 7,30 \text{ cm}^2 > A_{\min}$  ——— condition vérifiée.

b) **Aux appuis :**  $A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min}$  ——— 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  
 $T_u = 37,62 \text{ (KN)}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{37,62 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,21 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ (Mpa)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ (MPa)}$$

$\tau_u = 0,21 \text{ (Mpa)} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ (MPa)}$  ——— Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**  
(Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que :

## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \text{ Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 37,62 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ (KN)} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### ❖ 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.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{37,62 \times 10^3}{0,9 \cdot 180 \times 12 \times 3,14 \times 6} = 1,02 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

### ➤ Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

**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 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ (cm)}$$

### III-2-4) Calcul à l'ELS:

#### ➤ Combinaison de charges :

$$\text{Palier : } q_u = G + Q = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ (KN/ml)}$$

$$\text{Volée : } q_u = G + Q = 9,655 + 2,5 = 12,15 \text{ (KN/ml)}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

### ➤ Calcul des efforts internes :

#### a) Réactions d'appuis :

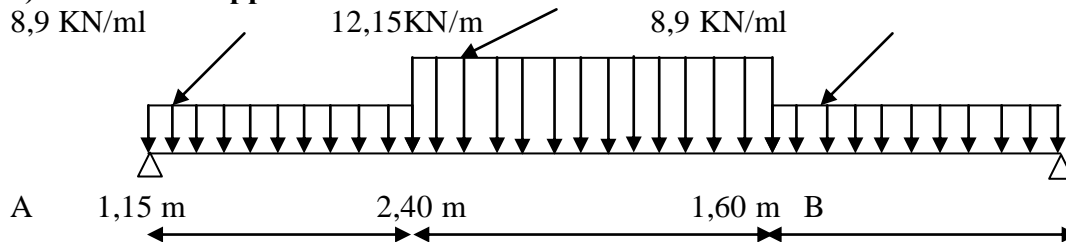


Fig-III-2.6) schéma statique

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 8,9 \times 1,15 + 12,15 \times 2,40 + 8,9 \times 1,60 = 53,63(\text{KN})$$

$$\Rightarrow R_B (1,60 + 2,40 + 1,15) - 8,9 \times 1,60 \left( \frac{1,60}{2} + 2,40 + 1,15 \right) - 12,15 \times 2,40 \left( \frac{2,40}{2} + 1,15 \right) -$$

$$\sum M/A = 0$$

$$8,9 \times 1,15 \left( \frac{1,15}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 26,47(\text{KN})$$

$$R_A = 27,16(\text{KN})$$

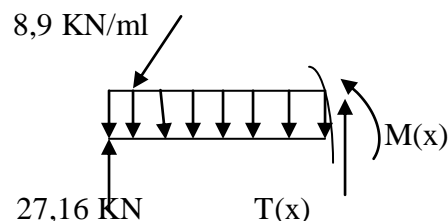
#### b) Efforts tranchants :

○  $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

$$T(x) + 27,16 - 8,9(x) = 0$$

$$T(x) = 8,9(x) - 27,16$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } : x = 0 \rightarrow T(0) = -27,16 \text{ KN} \\ \text{Pour } : x = 1,30 \rightarrow T(1,30) = -16,92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

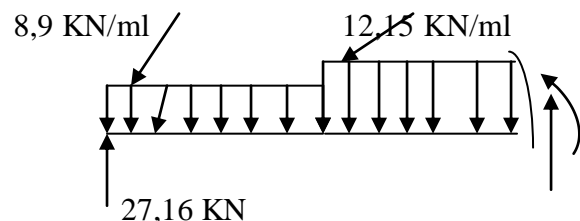


○  $1,15 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$

$$T(x) + 27,16 - 8,9(1,15) - 12,15(x - 1,15) = 0$$

$$T(x) = 12,15(x - 1,15) - 16,92$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } : x = 1,15 \rightarrow T(1,15) = -16,92 \text{ KN} \\ \text{Pour } : x = 3,55 \rightarrow T(3,55) = 12,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

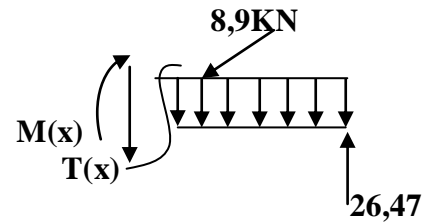


$$T(x) = 0 \rightarrow 12,15(x - 1,15) - 17,6 = 0$$

$$x = 2,60 \text{ m}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

- $0 \text{ m} \leq x \leq 1,60 \text{ m}$



$$-T(x) + 26,47 - 8,9(x) = 0$$

$$T(x) = 26,47 - 8,9(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T(0) = 26,47(\text{KN}) \\ \text{Pour } x = 1,60 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T(1,60) = 12,23(\text{KN}) \end{array} \right.$$

### c) Le moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1,15 \text{ m}$

$$M(x) - 27,16x + 8,9x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 27,16x - 8,9 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour : } x = 0 \quad \rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$\text{Pour : } x = 1,15 \text{ (m)} \quad \rightarrow \quad M(1,15) = 25,35(\text{KN m})$$

- $1,15 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$

$$M(x) - 27,16x + 8,9x \cdot 1,15 \left( x - \frac{1,15}{2} \right) + \frac{12,15}{2} (x - 1,15)^2 = 0$$

$$\text{Pour : } x = 1,15 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(1,15) = 25,35(\text{KN m})$$

$$\text{Pour : } x = 3,55 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(3,55) = 30,97(\text{KN m})$$

Le moment max :

$$x = 2,60 \text{ m} \quad M(2,60) = 37,13(\text{KN m})$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$M(x) - 26,47x + 8,9 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\text{Pour : } x = 0 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(0) = 0 \text{ (KN m)}$$

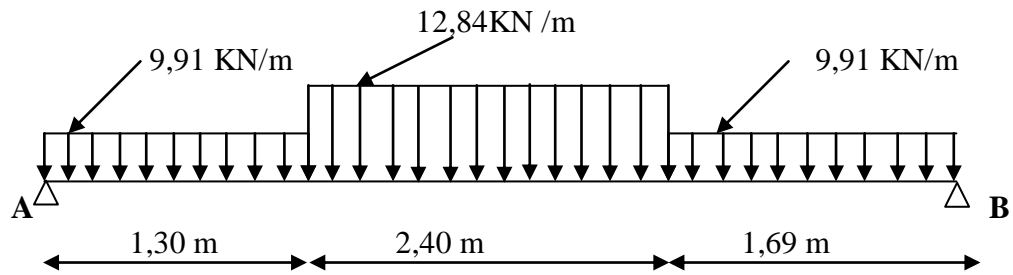
$$\text{Pour : } x = 1,60 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(1,60) = 19,57(\text{KN m})$$

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

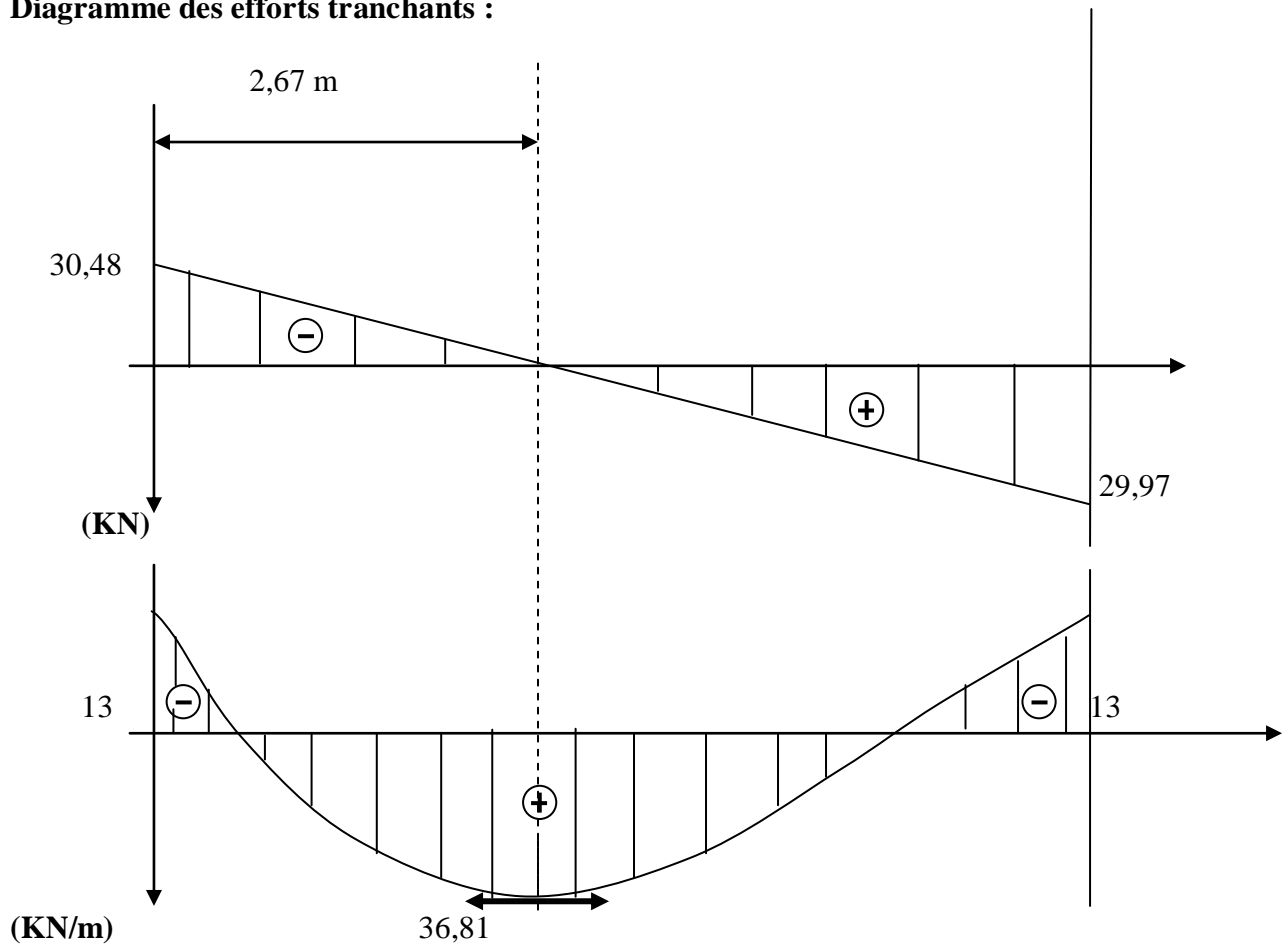
$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 37,13 = 31,56 \text{ (KN m)}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 25,35 = -7,60 \text{ (KN m)}$$

### Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS :



**Diagramme des efforts tranchants :**



**Fig.III-2.7) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS**

### III-2-5) 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 :

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

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

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7,30}{100 \times 18} = 0,405 \implies K_1 = 36,02 \text{ et } \beta_1 = 0,902$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{37,13 \times 10^3}{0,902 \times 18 \times 7,30} = 313,27 \text{ MPa} \implies 348 \text{ (MPa)}$$

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{31327}{36,02} = 8,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ (MPa)}$

### III.2.6. Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  : Module de déformation différé .

$S_{XX}$  : Moment statique de la section homogène .

$B_0$  : Surface de la section homogène .

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène , par rapport au centre de gravité .

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \implies E_v = 10818,86 \text{ [Mpa]} . \quad \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ [Mpa]} .$$

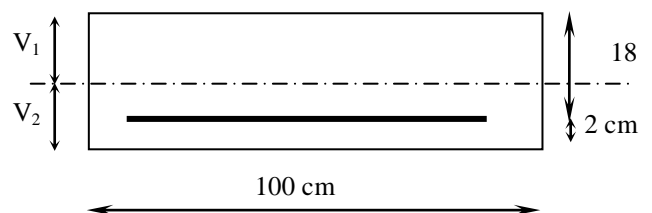
$$q_s = \max\{q_s^1 ; q_s^2\} = \max\{12,84 ; 9,91\} = 13,06 \text{ [KN/m]} .$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 .$$

Avec :  $V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$  et  $V_2 = h - V_1$

$$S_{XX} = \frac{h^2 \cdot b}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$



$$S_{XX} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 7,30 \times 18 = 21971 \text{ (cm}^3\text{)} .$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 7,30 = 1909,5 \text{ (cm}^2\text{)} .$$

$$V_1 = \frac{21971}{1909,5} = 11,506 \text{ (cm)} .$$

$$V_2 = 18 - 11,506 = 6,494 \text{ (cm)} .$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(11,506)^3 + (6,494)^3] + 15 \times 7,30 [(6,494 - 2)^2] = 62115,53 \text{ (cm}^4\text{)} .$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

$$f = \frac{5}{348} \cdot \frac{12,84 \times (5,59)^4 \times 10^4}{10818,86 \times 62115,53} = 1,45 \cdot 10^{-2} (m)$$

$$\bar{f} = \frac{559}{500} = 1,118 (cm) .$$

$$\Rightarrow f = \frac{5}{348} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \rightarrow \text{Condition est vérifiée .}$$

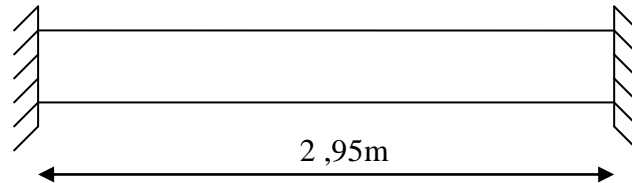
 **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

### Calcul de la poutre palière :

#### III.3.1) Pré dimensionnement :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur ; la console de porte à faux et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3,9m (entre nus d'appuis)



FigIII.3.8 : Schéma de la poutre palière

➤ La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

L : longueur libre entre nus d'appuis

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

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

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

❖ **Recommandations de RPA 2003 (Art 7.5.1) :**

$$b \geq 20\text{cm} , h \geq 30\text{cm}$$

- La largeur de la poutre  $b \geq 20$  (cm).  
D'après les exigences du RPA; on opte pour  $b = 25$  (cm).
- La hauteur de la poutre est donnée par  $b \geq 30$  (cm).  
D'après les exigences du RPA ; on opte pour :  $h = 35$ (cm).
- La vérification de la condition  $\frac{h}{b} \leq 4$ (cm) :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{20} = 1,4 \leq 4\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension :

$$(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2.$$

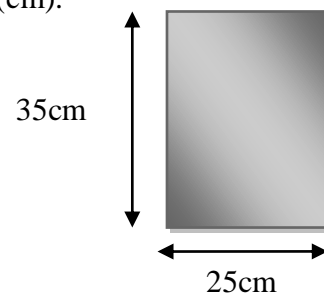


Fig.III.3.9 section de la poutre

## Chapitre III : Calcul des éléments.

### III.3.2) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,18$  (KN/ml)
- Réaction du palier à l'ELU :  $R_{up} = 37,62$ (KN)
- Réaction du palier à l'ELS:  $R_{sp} = 27,16$ (KN)

- **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + R_u = (1,35 \times 2,18) + 37,62 = \mathbf{44,08 \text{ (KN/ml)}}.$$

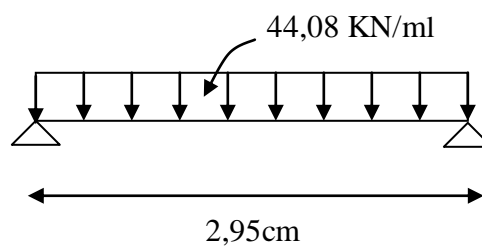


Fig III.3.10 : Schéma statique de la poutre à l'ELU.

#### a) Calcul des efforts internes :

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{44,08 \times 2,95^2}{8} = 47,95 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

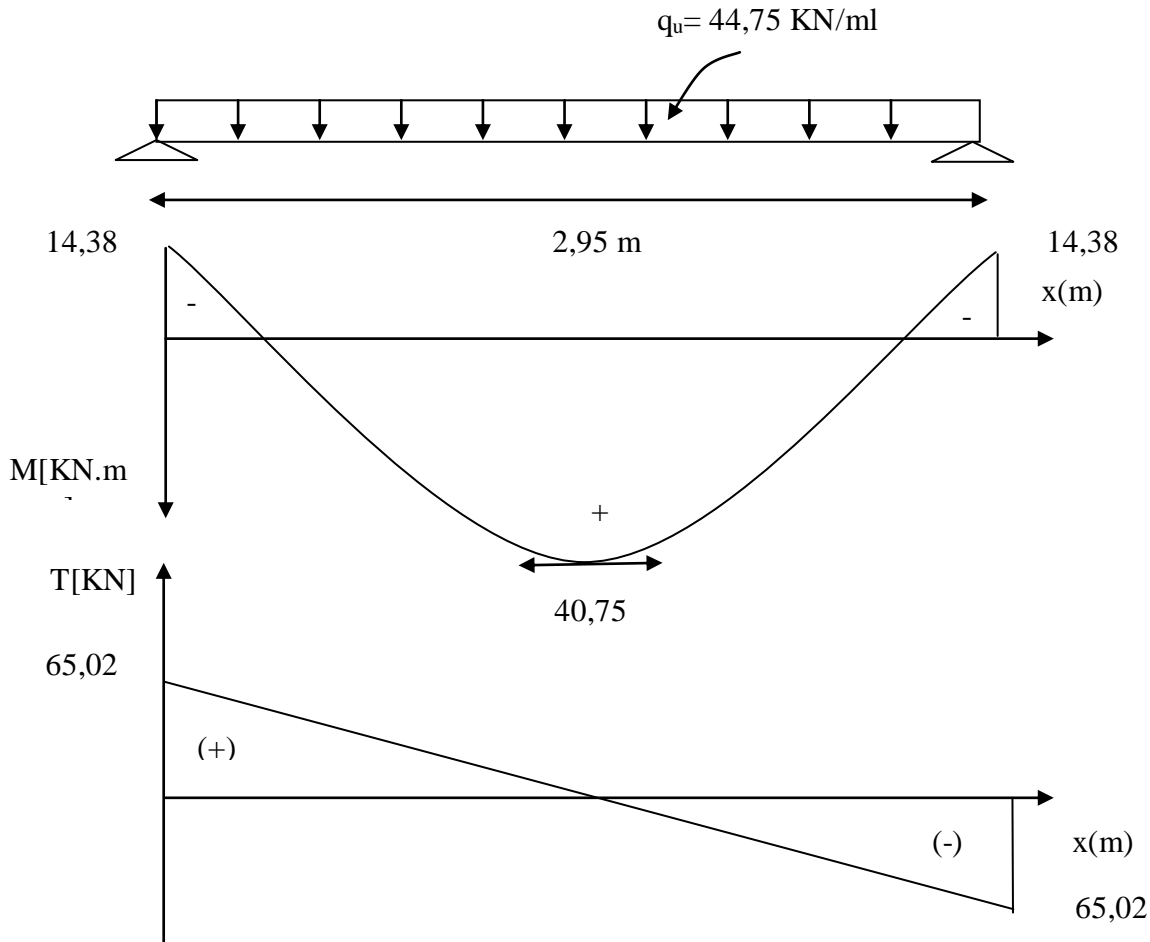
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{44,08 \times 2,95}{2} = 65,02 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3M_u = -14,38 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{utr} = 0,85M_u = 40,75 \text{ (KN.m)}$$

### b) Diagramme du moment et de l'effort :



**FigIII.3.11 : Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant**

### c) Ferrailage :

#### ➤ En travées :

$$h = 35 \text{ (cm)} \quad ; \quad d = 33 \text{ (cm)} \quad ; \quad c = 2 \text{ (cm)} \quad ; \quad b = 25 \text{ (cm)}.$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{40,75 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,105$$

$$\mu_t = 0,105 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,105 \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{40,75 \times 10^3}{0,944 \times 33 \times 348} = 4,38 \text{ cm}^2$$

**On prend :**  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ (cm}^2\text{)}$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

➤ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.^2 \sigma_{bc}} = \frac{14,38 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,037 \Rightarrow \beta_1 = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{14,38 \times 10^3}{0,981 \times 33 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ua} = 3\text{HA } 12 = 3,39 \text{ (cm}^2\text{)}$

### III.3.4) Vérification à l'ELU :

**III.3.4.1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL99):**

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ Cm}^2$$

a) En travée :  $A_t = 4,62 \text{ (cm}^2\text{)} > A_{\min} = 0,99 \text{ (cm}^2\text{)}$

b) Aux appuis :  $A_a = 3,39 \text{ (cm}^2\text{)} > A_{\min} = 0,99 \text{ (cm}^2\text{)}$

⇒ Les conditions sont vérifiées.

**III.3.4.2) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant :**

(Art-5-1-2-1 BAEL99) :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = \min\{3,25\text{Mpa}, 5\text{Mpa}\} = 3,25 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_u = \frac{65,02 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,78 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,78 \text{ (Mpa)} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ (Mpa)} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée. Pas de risque de cisaillement.}$$

**III.3.4.3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

(Art. 5.1.3.2, BAEL99):

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant  $V_U$  d'ancre la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

$$A_{st \text{ adopte}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_e} = \frac{65,02 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,86 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{st \text{ adopte}} = 3,39 > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_e} = 1,86 \text{ (cm}^2\text{)}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

➤ **Sur le béton : (BAEL 91/Art A 5.1, 313) :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\left. \begin{aligned} \checkmark \sigma_{bc} &= \frac{2 \times 65,02 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 330} = 1,75 \text{ Mpa} \\ \checkmark \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} &= \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1, 312) :**

$$A_{st \text{ min}} \text{ à ancrer} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{65,02 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,86 \text{ (cm}^2\text{)}; \quad A_{st \text{ adopté}} = 4,62 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{st \text{ min}} < A_{st \text{ adopté}}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

• **L'ancrage des barres (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99):**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ (Mpa).}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \varnothing = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ (cm)} \longrightarrow L_s = 45 \text{ (cm)}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est :  $0,4l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ (cm)}$

➤ **contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :**

Pour que il n'y est pas entrainement des barres, alors il faut vérifier cette condition I :

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

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

$\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des armatures

$$\checkmark \sum U_i = 3 \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{aligned} \checkmark \tau_{se} &= \frac{37,62 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131,88} = 0,96 \text{ (Mpa)} \\ \checkmark \bar{\tau}_{se} &= \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ (Mpa)} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

**Donc :** Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### ❖ Armatures de répartition :

- diamètres des armatures transversales : (BAEL 91/Art A.7.2, 2) :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varnothing; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \varnothing_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; 12; \frac{250}{10}\right) = 10(\text{mm}) \Rightarrow \text{On prend } \varnothing_t = 8(\text{mm}).$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en  $\varnothing 8$ .

$$\text{Donc: } A_t = 2,01(\text{cm}^2)$$

- Espacement max des armatures transversales : (BAEL91/Art A.5.1, 22) :

$$s_{t \max} \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{25.2\text{cm}; 40\text{cm}\} = 25.2(\text{cm})$$

**On prend :**  $s_{t \max} = 25(\text{cm})$

- Exigences du RPA pour les aciers transversales :

#### ✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\varnothing\right\} = \min\{8,75; 14\} = 8,75\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 8,5\text{cm}$$

#### ✓ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \longrightarrow \text{On opte pour : } S_t \max = 15 \text{ cm}$$

- Quantité d'armatures transversales minimale :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125(\text{cm}^2)$$

**Adopté = 2,01(cm<sup>2</sup>) > Amin du RPA = 1,125(cm<sup>2</sup>) → condition vérifiée.**

- Pourcentage minimal des armatures transversales: :(Art 5.1, 22 / BAEL91):

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bS_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375(\text{cm}^2)$$

$$\text{A adopté} = 2,01(\text{cm}^2) > A_{\min \text{ du BAEL}} = 0.375(\text{cm}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### ❖ Calcul des efforts internes à l'ELS :

$$q_s = G + R_s = 2,18 + 27,16 = 29,34(\text{KN/ml}).$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$q_s = 28,66$  (KN/ml).

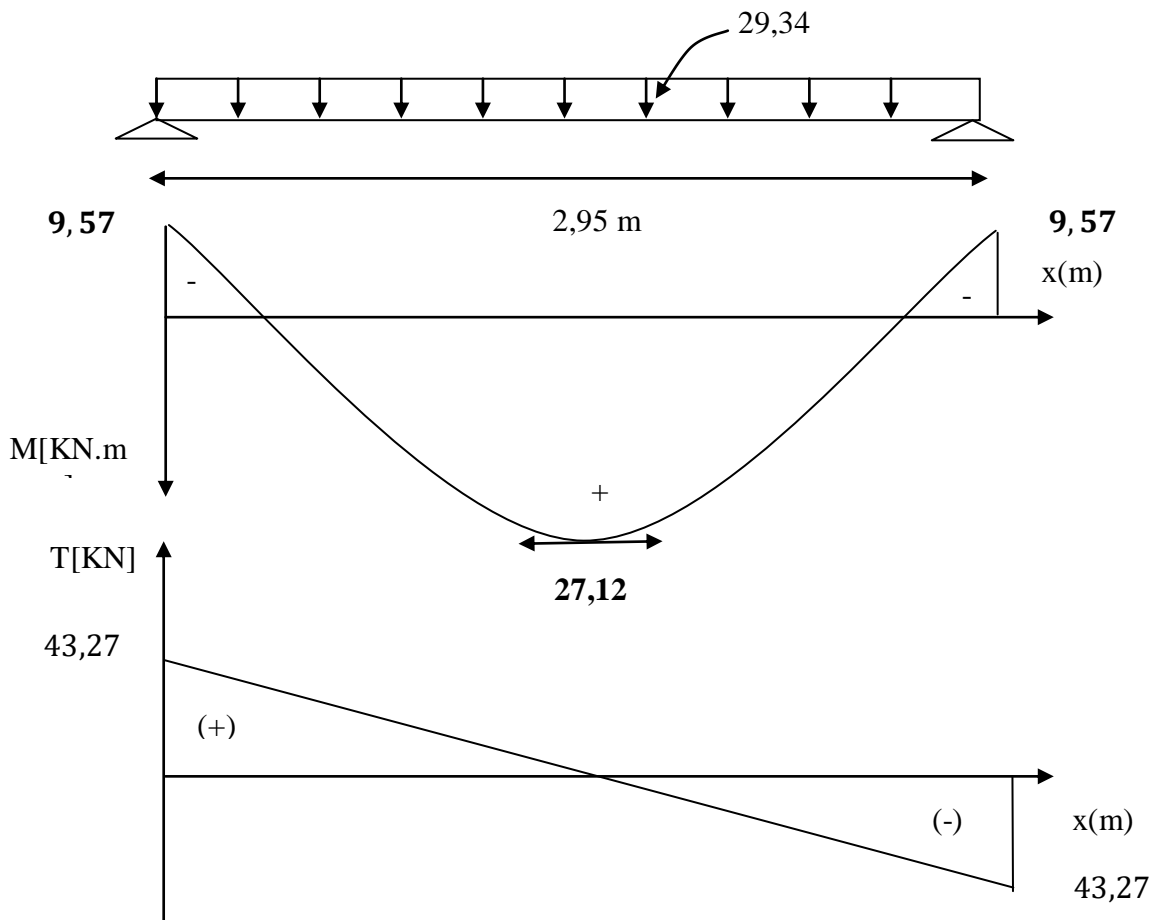
-Moment isostatique :  $M_{OS} = M_S^{max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{29,34 \times 2,95^2}{8} = 31,91$  (KN.m)

-Effort tranchant :  $T_s = T_s^{max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{29,34 \times 2,95}{2} = 43,27$  (KN)

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

✓ Aux appuis :  $M_{sa} = -0,3 M_{OS}^{max} = -9,57$  (KN.m).

✓ en travées :  $M_{st} = 0,85 M_{OS}^{max} = 27,12$  (KN.m).



**FigIII.3.12 : Diagrammes de l'effort internes à L'ELS.**

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état Limite d'ouverture des fissures.

➤ **Etat limite de compression de béton: (BAEL 91/Art A.4.5, 2) :**

❖ **En travée :**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_t \leq \bar{\sigma}_{st}$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$\checkmark \rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = -0,56$$

$$\rho_1 = 0,56 \longrightarrow \beta_1 = 0,889 ; K_1 = 30,04$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_t} = \frac{27,12 \times 10^6}{0,889 \times 330 \times 462} = 200,1 (Mpa) \\ \checkmark \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 (Mpa) \end{array} \right.$$

$$\implies \sigma_{st} = 200,1 (Mpa) < \bar{\sigma}_{st} = 348 (Mpa) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### • contrainte dans le béton:

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_t \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{200,1}{30,04} = 6,66 (Mpa) \\ \checkmark \bar{\sigma}_{st} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 (Mpa) \end{array} \right.$$

$$\sigma_t = 6,66 \leq \bar{\sigma}_{st} = 15 (Mpa) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### ➤ Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424) :

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} = \frac{0,35}{2,95} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,10 > \frac{M_t}{10M_o} = \frac{27,12}{10 \times 31,91} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense de calculer la flèche ; Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes et Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

### • Armatures principales :

- ✓ **3HA14** au niveau des travées.
- ✓ **3HA12** au niveau des appuis.

### • Armatures de répartition :

- ✓ **1cadre et 1 étrier en HA8.**

### III.4. Calcul des balcons :

#### Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre Du plancher, soumis à des charges permanentes dues à son poids à propre (G) Au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande De 1m. En flexion simple.

✓ Avec :  $e$  : épaisseur du balcon est donner par la formule suivante.

$L$  : la largeur de balcon.

$L=90$  (cm)

On a :  $e \geq \frac{L}{10} = \frac{90}{10} = 9\text{cm}$ . Soit :  $e=15$ (cm).

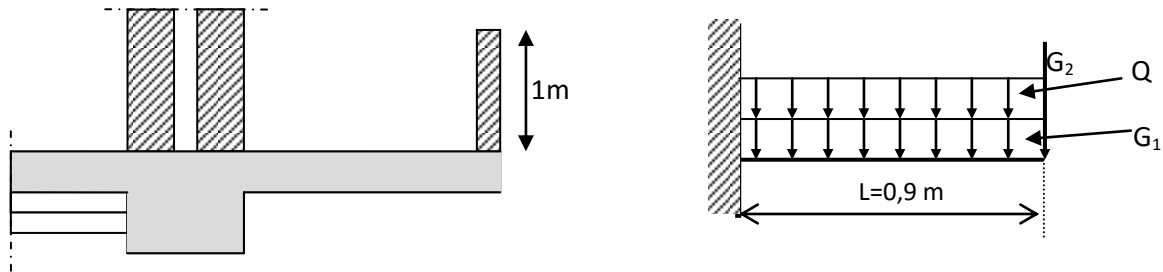


Schéma statique du balcon

#### III-4-1) Charges et surcharges :

##### III-4-1.1) Charges permanentes :

Carrelage (2cm).....	0.02x22=0.44KN/m <sup>2</sup>
Chape de mortier (2cm).....	0.02x22=0.44 (KN/m <sup>2</sup> )
Lit de sable (2cm).....	0.02x18=0.36 (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine en BA (15cm).....	0.15x25=3.75 (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 (KN/m <sup>2</sup> )

**$G_1=5.26$  (KN/m<sup>2</sup>)**

- Le poids du garde corps en brique creuses :

Brique creuses (10cm).....0.1x9=0.9 (KN/m<sup>2</sup>)

Enduit extérieur en ciment (1.5cm).....0.015x18=0.27 (KN/m<sup>2</sup>)

## Chapitre III : Calcul des éléments.

Enduit intérieur en ciment (1.5cm)..... $\underline{0.015 \times 18 = 0.27 \text{ (KN/m}^2\text{)}}$

$$G_2 = 1.44 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

### III-4-1.2) Surcharge d'exploitation :(uniformément répartie)

Surcharge revenant au balcon :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ (KN/ml)}$

- **Les combinaisons de charges :**

- ✓ **Les combinaisons de charges à l'ELU :**

**Pour :** la dalle :  $q_u = [1.35G_1 + 1.5Q] \times 1 \text{ m} = 1.35(5.26) \times 1 \text{ m} + 1.5(3.5) \times 1 \text{ m} = 12.35 \text{ (KN/ml)}$ .

**Pour :** le garde-corps :  $g_u = (1.35G_2) \times 1 \text{ m} = 1.35(1.44) \times 1 \text{ m} = 1.944 \text{ (KN/ml)}$ .

- ✓ **Les combinaisons de charges à l'ELS :**

Pour la dalle :  $q_s = (G_1 + Q) \times 1 \text{ m} = (5.26 + 3.5) \times 1 \text{ m} = 8.76 \text{ (KN/ml)}$ .

Pour le garde-corps :  $g_s = G_2 \times 1 \text{ m} = 1.44 \text{ (KN/ml)}$ .

### III-4-2) Ferrailage :

- **Calcul des efforts internes :**

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

À **ELU** :

- a) **le moment fléchissant :**

$$M_u = (q_u l^2 / 2) + g_u \cdot l = [12.35 \times (0.9)^2 / 2] + 1.944 \times 0.9 = 6,751 \text{ (KN.m)}$$

- b) **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u l + g_u = 12.35 \times 0.9 + 1.944 = 13,059 \text{ (KN)}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,751 \times 10^6}{10^3 \times 90^2 \times 14,2} = 0,0587 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0,0549 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ Donc : } A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,751 \times 10^6}{0,970 \times 900 \times 348} = 2,22 \text{ (cm}^2\text{)}$$

On adopte : **7HA10 = 5,49 (cm<sup>2</sup>) avec : St = 15 (cm).**

c) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,49}{4} = 1,372(\text{cm}^2)$$

On adopte : 7HA8 = 3,51 (cm<sup>2</sup>) avec : St = 15 (cm)

**III-4-2-1) Vérification des efforts :**

✓ Vérification à L'ELU :

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

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1(\text{MPa}) \quad A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57(\text{cm}^2)$$

$$A_u = 7.92\text{m}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Ok}$$

1) Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable avec  $\eta = 1.6$

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63(\text{Mpa})$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15(\text{MPa})$$

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.76 \times 0,9^2}{2} + 1.44 \times 0,9 = 4,844(\text{KN.m})$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 5,49}{100 \times 13} = 0.422 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.90 \\ K_1 = 35,00 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{4,844 \times 10^6}{0.90 \times 90 \times 549} = 108,93(\text{Mpa})$$

$$\sigma_s = 108,93(\text{Mpa}) < \bar{\sigma}_s = 201.63(\text{MPa}) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15(\text{MPa})$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{108,93}{35,00} = 3.11(\text{MPa})$$

$$\sigma_b = 3.55(\text{Mpa}) \leq \bar{\sigma}_b = 15(\text{MPa}) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

## Chapitre III : Calcul des éléments.

### c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{13,059 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 90} = 0,145 \text{ (MPa)}$$

Ce qui donne  $\tau_u < \overline{\tau_u}$  (condition vérifiée).

### 🌈 L'espacement :

- Pour les armatures principales :

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{ (cm)}.$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ (cm)} < 33 \text{ (cm)}$  (condition vérifiée).

- Pour les armatures de répartition :

$$S_t \leq \min (4h, 45 \text{cm}) = 45 \text{ (cm)}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ (cm)} < 45 \text{ (cm)}$  (condition vérifiée).

### d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

On a :

$$\overline{\tau_{su}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{13,059 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 90 \cdot 219,8} = 0,733 \text{ MPa} \quad \text{avec } (\sum U_i = n \pi \Phi = 7 \times 3,14 \times 1,0 = 21,98 \text{ cm}).$$

Ce qui donne  $\tau_{su} < \overline{\tau_{su}}$  (condition vérifiée).

### e) Vérification de la flèche :

On Doit vérifier que :

$$F < \overline{F}$$

$$\text{Avec : } F = F_1 + F_2$$

$$\text{La flèche admissible : } \overline{F} = \frac{L}{250} = \frac{90}{250} = 0,36 \text{ (cm)}$$

Soit  $M_1 = \frac{-q \cdot l^2}{2}$  : le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit :  $M_2 = -g_u \cdot l$  le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

$$F_1 = \frac{q.l^4}{8.E.I} \quad f_1: \text{flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g.l^3}{3.E.I} \quad f_2: \text{flèche due à la charge concentrée du au garde corps.}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 (cm^4) \quad I: \text{moment d'inertie du balcon.}$$

$$E = 1081,887 (KN/cm^2) : \quad E: \text{module de déformation différée du béton.}$$

$$F_1 = \frac{8,76 \cdot 10^{-2} \times (90)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,024 (cm)$$

$$F_2 = \frac{1,44 \cdot 10^{-2} \times (90)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,00011 (cm)$$

$$F = 0,024 + 0,00011 = 0,02411 (cm)$$

D'où  $F < \bar{F}$  (condition vérifiée).

### III.5. Etude de la poutre de chaînage

#### Introduction :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

#### III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre :

##### a) hauteur $h_t$ :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$  : c'est la longueur libre entre nus d'appui dans  
Le sens considéré.

$$\frac{430}{15} = 28,66(\text{cm}) \leq h_t \leq \frac{430}{10} = 43(\text{cm})$$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1), la condition ( $h \geq 30\text{cm}$ ) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit **ht=30(cm)**.

##### b) Largeur $b$ :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On adoptera une largeur  $b=25(\text{cm})$ .

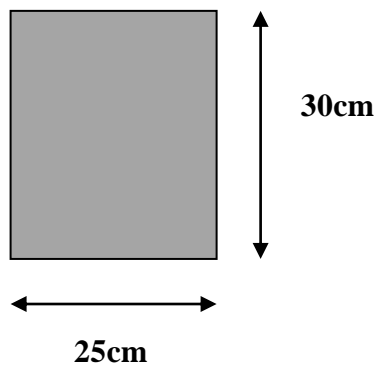


Figure III.5.13 : coupe transversale de la poutre.

## Chapitre III : Calcul des éléments.

c) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h_t = 30\text{cm} \geq 30 \Rightarrow$  condition est vérifiée.
- $b = 25\text{cm} > 20 \Rightarrow$  condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,5 \leq 4 \Rightarrow$  condition est vérifiée.

### III.5.2. Calcul des charges et surcharges :

- Les charges permanentes :

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
poids propre de la poutre	$0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875$
poids du mur (double cloison)	$(3,06 - 0,3) \times 2,99 = 8,252$
Poids de plancher	$5,14 \times (0,65/2) = 1,670$
<b>G=11,80</b>	

- la surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times (0,65/2) = 1,137 \text{ (KN/ml)}$$

### III.5.3. Combinaison des charges :

- ELU:

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

$$q_u = 1,35 \times 11,80 + 1,5 \times 1,137 = 17,85 \text{ (KN/ml)}$$

- ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 11,80 + 1,137 = 13,10 \text{ (KN/ml)}$$

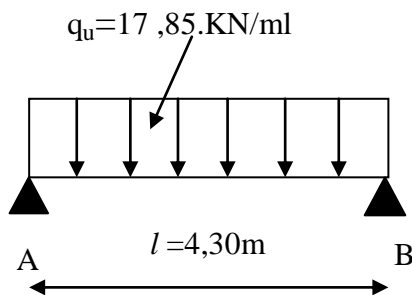


Figure III.5.14 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

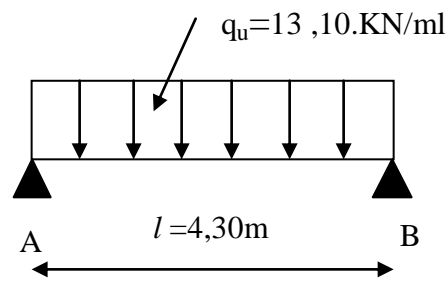


Figure III.5.15 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

- Etude de la poutre :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

- **Remarque :**

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

### III.5.4. Calcul des moments et des efforts tranchants :

- **ELU :**

**a. Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17,85 \times 4,30^2}{8} = 41,25(\text{KN.m})$$

- **Aux appuis :**  $M_A=M_B=0,3 \times 41,25=12,35(\text{KN.m})$
- **En travée :**  $M_t=0,85 \times 40,74=35,06(\text{KN.m})$ .

**b. Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17,85 \times 4,30}{2} = 38,37(\text{KN}).$$

- **ELS :**

**a. Les moments fléchissant:**

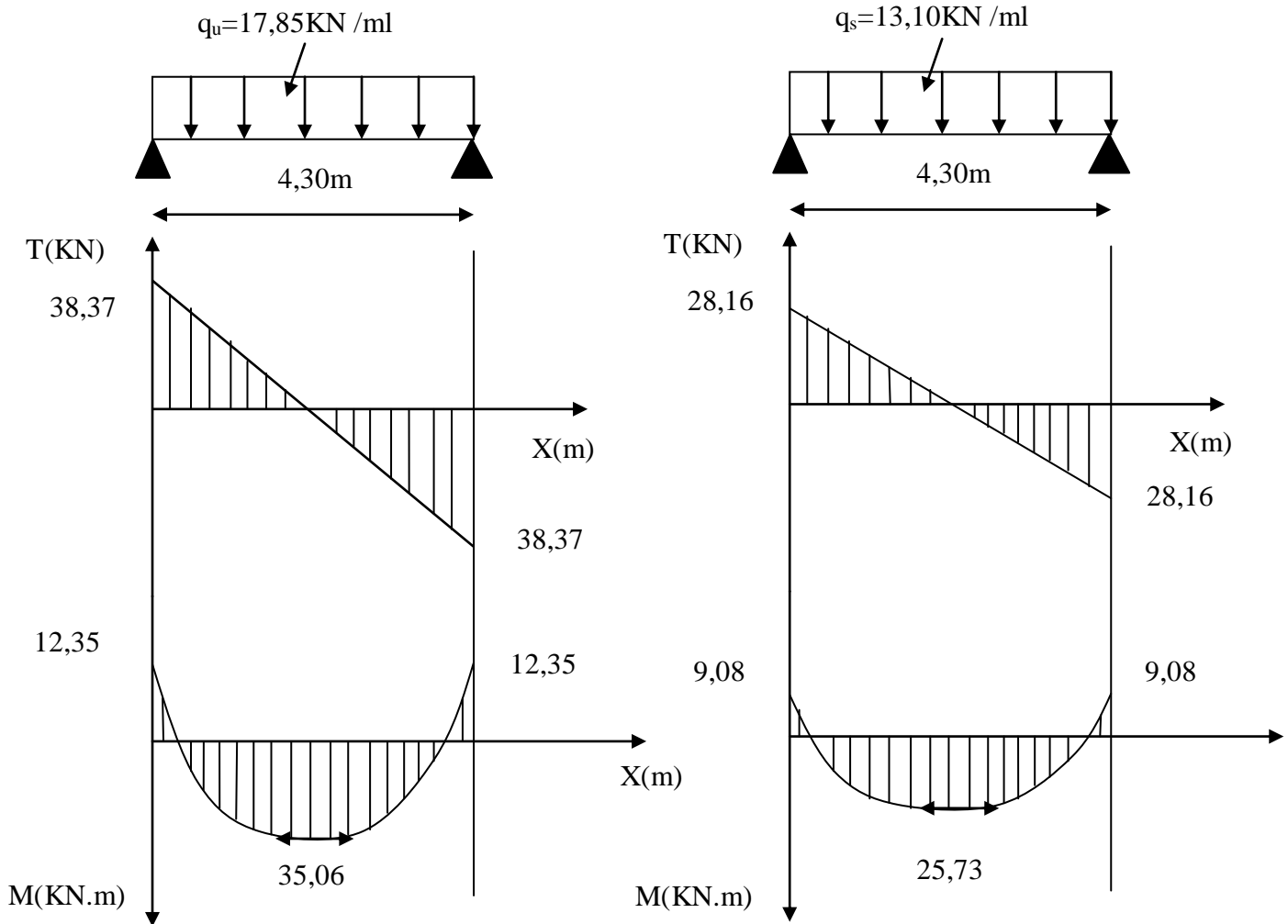
$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{13,10 \times 4,30^2}{8} = 30,27(\text{KN.m})$$

- **Aux appuis :**  $M_A=M_B=0,3 \times 30,27=9,08(\text{KN.m})$
- **En travée :**  $M_t=0,85 \times 14,8=25,73(\text{KN.m})$

**b. Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{13,10 \times 4,30}{2} = 28,16(\text{KN})$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.



**Figure III.5.16 : diagramme des moments (ELU+ELS)**

### III-5-5) calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{35,06 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1,42} = 0,09 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{35,06 \times 10^2}{0,953 \times 33 \times 34,8} = 3,20 (\text{cm}^2)$$

On opte : 3HA12 = 3,39 (cm<sup>2</sup>).

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,35 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1,42} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \beta = 0,984$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,35 \times 10^2}{0,984 \times 33 \times 34,8} = 1,09(\text{cm}^2)$$

On opte : 3HA10 = 2.35cm<sup>2</sup>.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,37 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,46(\text{Mpa}) < \bar{\tau}_u = 2,5(\text{Mpa}) \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Sur le béton :

$$T_u \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9(f_{c28}/\gamma_b) = 420(\text{KN}) > 38,37(\text{KN}) \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Sur les armatures inférieures :

$$T_u = 38,37(\text{KN}), M_a = 12,35(\text{KN.m}), d = 33(\text{cm}).$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[ 38,37 \times 10^3 + \frac{-12,35 \times 10^5}{0,9 \times 33} \right] \times 10^{-2} = -0,092(\text{cm}^2)$$

$$A_a = 2,35(\text{cm}^2) > -0,394(\text{cm}^2) \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91/Art 6.1.3) :

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

Avec :

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis .

$$\sum u_i = n\phi\pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113,04(\text{mm}).$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{38,37 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 1,14(\text{Mpa}) < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e-vérification de la longueur de scellement :

Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835(\text{Mpa}).$$

$$\phi = 1,2(\text{cm}) \rightarrow l_s = 42,33(\text{cm}) \rightarrow l_s = 45(\text{cm}).$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$\emptyset = 1,2(\text{cm}) \quad \rightarrow l_s = 42,33(\text{cm}) \quad \rightarrow l_s = 45(\text{cm}).$$

Nous adoptons un crochet normal qui sera calculé comme suit :

- **En travée** :  $L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 45 = 18(\text{cm})$ .
- **Aux appuis** :  $L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 45 = 18(\text{cm})$ .

### f) Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \left( \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 12,28; 1,2; 2,5 \} = 1,2(\text{cm}).$$

**On prend** :  $\emptyset_t = 8(\text{mm})$ .

On opte comme armatures transversales :  $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00(\text{cm}^2)$ .

### e) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 35\text{cm} \} = 29,7(\text{cm}) \text{ soit } S_t = 20(\text{cm}).$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{Mpa} \Rightarrow \frac{1,00 \times 400}{25 \times 20} = 0,808(\text{Mpa}) > 0,4(\text{Mpa}) \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### ❖ Vérification selon le R.P.A 99 :

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

#### • En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\emptyset_l; 30\text{cm} \right\} = \min \{ 8,75; 9,6; 30 \} = 8,75\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

#### • En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = 17,5\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 17\text{cm}.$$

\* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t = 3,39\text{cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 17 \times 25 = 1,275\text{cm}^2 \rightarrow \text{C. V}$$

### III.5.7 : Vérifications à l'ELS :

a. vérification de la résistance du béton à la compression  $\sigma_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15(\text{Mpa})$ .

- **Aux appuis** :  
 $M_a = 9,08(\text{KN.m}) ; A_a = 3,20(\text{cm}^2)$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41 \rightarrow \beta = 0,899 \rightarrow K_1 = 34,50$$
$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9,08 \times 10^6}{0,899 \times 330 \times 320} = 95,645 \text{ (Mpa)}$$
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{95,645}{34,5} = 2,77 < 15 \text{ (Mpa)} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 12,58 \text{ (KN.m)} \quad A_t = 2,26 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41 \rightarrow \beta = 0,899 \rightarrow k_1 = 34,50$$
$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25,73 \times 10^6}{0,899 \times 330 \times 339} = 255,83 \text{ (Mpa)}$$
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{255,83}{34,50} = 7,41 < 15 \text{ (Mpa)} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ (Mpa)}$$

- **Aux appuis :**  $\sigma_s = 95,645 \text{ (Mpa)} < 348 \text{ (Mpa)} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- **En travée :**  $\sigma_s = 255,83 \text{ (Mpa)} < 348 \text{ (Mpa)} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### c. Etat limite de déformation :

- **Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2) :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

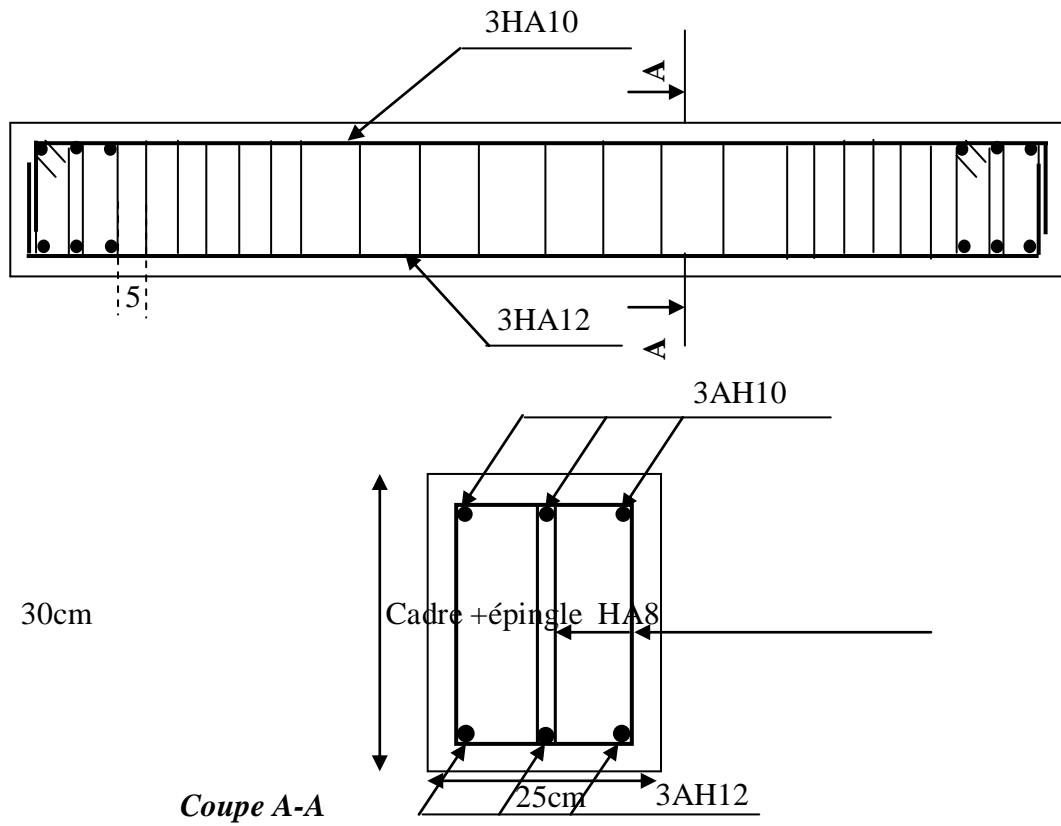
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$
$$\frac{h}{l} = \frac{35}{430} = 0,081 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,098 > \frac{12,73}{10 \times 14,8} = 0,085$$
$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. .

## Chapitre III : Calcul des éléments.

### Plan de ferrailage de la poutre de chaînage



### III.6. Plancher en corps creux

#### Introduction

Notre projet est constitué de plancher en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

#### III-6-1 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de (4 cm) d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L (Art B.6.8.423) :

- 20 (cm) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 (cm) pour les armatures parallèles aux nervures.

#### -Armature perpendiculaire aux poutrelles:

$$A_{\perp} = \frac{4xl}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 (\text{cm}^2)$$

Soit :

$$5T5 = 0,98 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

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

- L : portée entre axe des poutrelles .

#### -Armature parallèle aux poutrelles :

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

Soit :

$$5T5 = 0,79 \text{cm}^2 \text{ avec } e = 20 (\text{cm}).$$

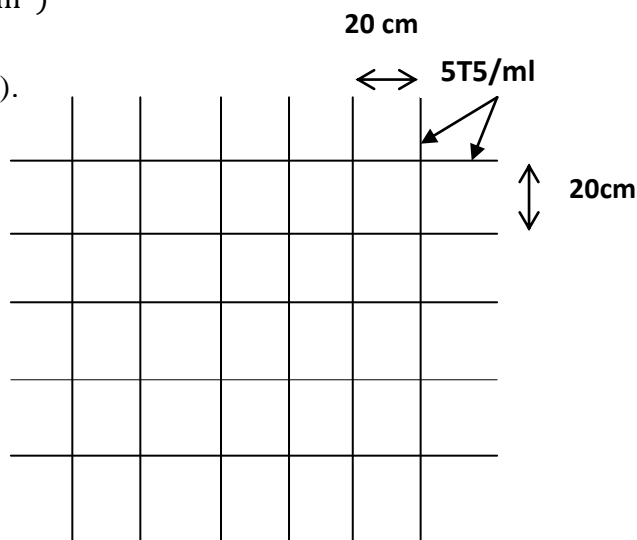


Figure III.6.17. : schéma de treillis soudé

## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

On opte pour un treillis soudé de(5.5.200.200).

### III-6-2-Etude des poutrelles :

#### 1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

**a-Critère de la petite portée :**Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

**b- Critère de la continuité :**si les deux sens ont les mêmes portées, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens qui a le plus grand nombre d'appuis.

#### 2-Détermination des dimensions de la section en T :

- Hauteur de la section .....  $h=16+4=20(\text{cm})$
- L'épaisseur de la table de compression..... $h_0=4(\text{cm})$
- L'enrobage..... $c= 2(\text{cm})$
- La hauteur utile..... $d= 18(\text{cm})$

$b_1$  : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

Les règles du **BAEL** précisent que la largeur de la table de compression ( $b_1$ ) a prendre en compte dans chaque coté d'une nervure a partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0\right)$$

- L: distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
- $L_1$  : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L= 65 - 12 = 53(\text{cm})$$

$$L_1=430(\text{cm})$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{430}{10}; 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26,5; 43; 24 \leq b_1 \leq 32)$$

$$\text{D'où : } b_1=26,5(\text{cm})$$

➤ b: largeur de la table de compression

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

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

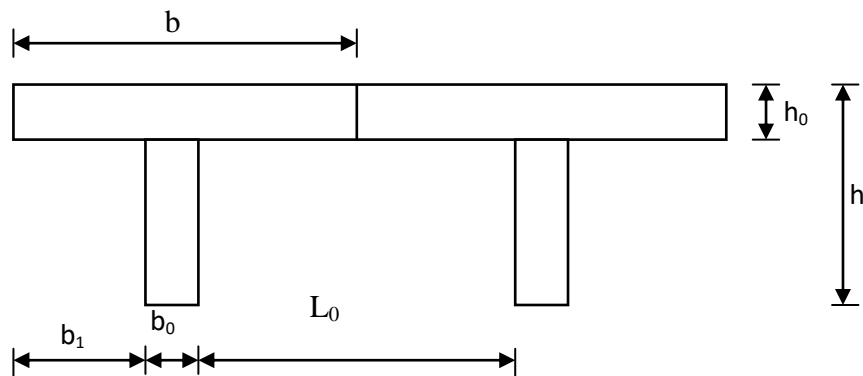


Figure III.6.18 : schéma de la table de compression

**Avec :**

$h = (16+4) = 20$  cm : la hauteur du plancher.

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

$b_0 = 12$  cm : la largeur de la nervure (poutrelle).

$b_1 = 26.5$  : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

### 3-Calcul des poutrelles :

#### a) Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posée sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- Poids propre de la poutrelle  $G = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12$  (KN/ml)
- Poids propre du corps creux  $G' = (0,95 \times 0,65) = 0.62$  (KN/ml)  
 **$G = 0,74$ (KN/ml)**
- Surcharge due au poids propre de l'ouvrier  $Q = 1$  (KN/ml).  
 **$Q = 1$  (KN/ml)**
- **La combinaison des charges**

- **A L'E.L.U :**

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,35G + 1,5Q \\ &= (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2.5 \text{ (KN/ml)} \end{aligned}$$

$$Q_u = 2,5 \text{ (KN/ml)}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

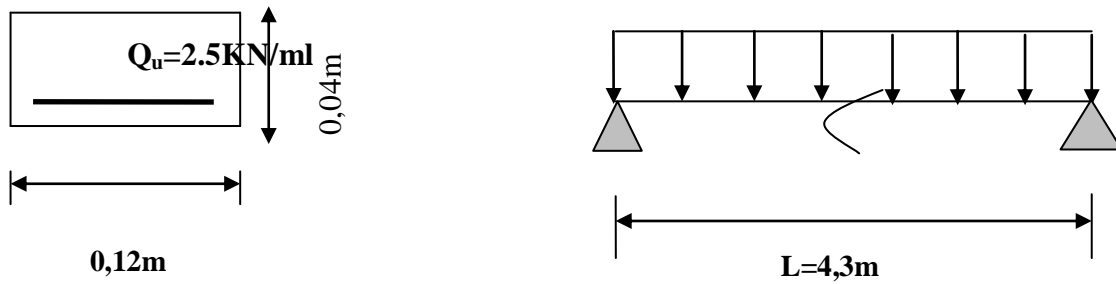
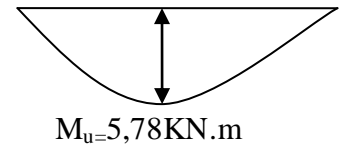


Figure III-6-19): schéma statique de la poutelle

### 4-Calcul du moment isostatique :

- Le moment en travée:

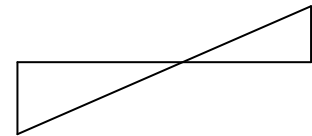
$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \left( \frac{2,5 \times (4,3)^2}{8} \right) = 5,78 \text{ KN.m}$$



- L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \left( \frac{2,5 \times (4,3)}{2} \right) = 5,37 \text{ KN}$$

T=5,37 KN



### 5-Ferraillage de la poutelle :

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$  avec  $c = 2 \text{ cm}$  (enrobage).

$$\mu_b = \left( \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \right) = \frac{(5,78 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14,2)}$$

$\mu_b = 8,48 > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  la section est doublement armée.

**NB:**

Comme la section de la poutelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression.

## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

### b) Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids Propre du plancher :  $G = 5.14 \times 0,65 = 3,341$  (KN/m)  
(G Charge permanente de plancher terrasse)
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0,98$  (KN/m)  
(Q charge d'exploitation de Plancher à usage commercial)

#### ➤ Combinaison de charges :

- **A L'E.L.U :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,341) + 1,5(0,98) = 5,98 \text{ (KN/ml)}$$

- **A L'E.L.S:**

$$Q_s = G + Q = 3,341 + 0,98 = 4,321 \text{ (KN/ml)}$$

#### ❖ Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes se fera de l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode des trois moments ;
- La méthode de Caquot.

#### a.1) la méthode de forfaitaire :

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1. Elle s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées,

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow \max (2 \times 5,14 ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow \max (10,28 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < 10,28 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées **condition vérifiée**

2. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\text{On a : } \frac{L_1}{L_2} = \frac{4,30}{4,30} = 1 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{4,30}{4,30} = 1 \quad ; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{4,30}{4,30} = 1 \quad ; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{4,30}{4,30} = 1$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

→ Condition vérifiée.

3. la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. ⇒ Condition vérifiée

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

### 6) calcul des coefficients :

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique).

$M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_t$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,14} = 0,22 \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

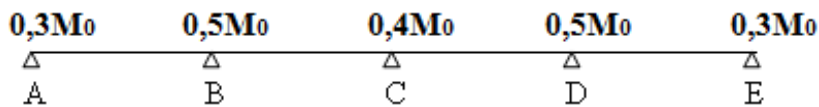
Les valeurs prise pour  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

- travée intermédiaire :  $M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$

- travée

de rive :



$$M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0,22$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

$$1 + 0,3 \alpha = 1,06$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

- **Calcul des moments statiques :**

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = 5,98 \times \frac{(4,3)^2}{8} = 13,82 (KN.m)$$

- **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_E = 0,3 M_{01} = 4,14 (KN.m)$$

$$M_B = M_D = 0,5 M_{02} = 6,91 (KN.m)$$

$$M_C = 0,4 M_{03} = 5,53 (KN.m)$$

### III-6-3 calcul des moments en travée :

- **Travée de rive :**

$$- M_{TAB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = 8,71 (KN.m)$$

$$- M_{TAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,12 M_0 \Rightarrow M_{AB} \geq -5,52 + 1,12 \times 13,82 = 9,96 KN.M$$

**On prend :  $M_{TAB} = 9,96 (KN.m) = M_{TDE}$**

- **Travée intermédiaire :**

$$- M_{TBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$$- M_{TBC} \geq -\frac{6,91 + 5,53}{2} + (1 + 0,3(0,22)) 13,82 \Rightarrow M_{TBC} \geq 8,51 KN.m$$

$$- M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \right) 13,82 = 7,37 KN.m$$

**On prend :  $M_{TBC} = 8,51 (KN.m) = M_{TCD}$**

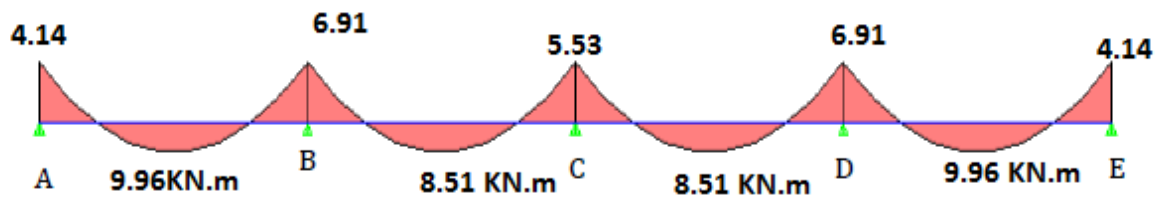


Fig III-6-20 - Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

### III-6-4 calcul des efforts tranchants :

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

• **Travée AB :**

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{-6,91 + 4,14}{4,3} + \frac{5,98 \times 4,3}{2} = 12,21(KN)$$

$$T_B = \frac{-6,91 + 4,14}{4,3} - \frac{5,98 \times 4,3}{2} = -13,5(KN)$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{6,91 - 5,53}{4,3} + \frac{5,98 \times 4,3}{2} = 13,18(KN)$$

$$T_C = \frac{6,91 - 5,53}{4,3} - \frac{5,98 \times 4,3}{2} = -12,54(KN)$$

• **Travée CD :**

$$T_C = \frac{-6,91 + 5,53}{4,3} + \frac{5,98 \times 4,3}{2} = 12,53(KN)$$

$$T_D = \frac{-6,91 + 5,53}{4,3} - \frac{5,98 \times 4,3}{2} = -13,18(KN)$$

• **Travée DE :**

$$T_D = \frac{-4,14 + 6,91}{4,3} + \frac{5,98 \times 4,3}{2} = 13,50(KN)$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$T_E = \frac{-4,14 + 6,91}{4,3} - \frac{5,98 \times 4,3}{2} = -12,21 \text{ (KN)}$$

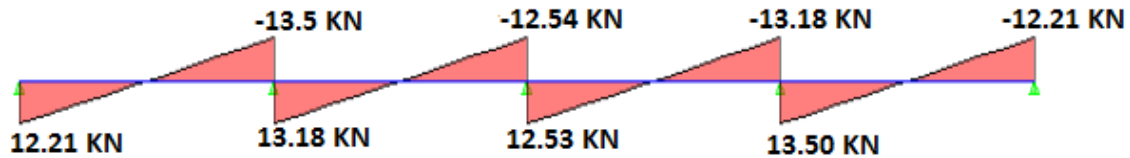


Fig III-6-21 – Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

### III-6- calcul à l'ELU :

#### 6-1) Calcul des Armatures longitudinales :

##### a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ (KN.m)}$$

$$M_t = 59,072 \text{ (KN.m)} > M_t = 9,96 \text{ (KN.m)}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh).

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9,96 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9,96 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,61 \text{ (cm}^2\text{)}$$

On adopte : 3HA10 = 2,35 (cm<sup>2</sup>)

##### b) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b<sub>0</sub> x h).

$$M_a^{\max} = 6,91 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,91 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$\mu_b = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,91 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,11 (\text{cm}^2) \text{ On adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 (\text{cm}^2)$$

### 6-2) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left( \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10 \right) = 0,571 (\text{cm})$$

$$\phi \leq 0,571 (\text{cm}) \text{ On prend : } \phi = 8 (\text{mm})$$

$$\text{On adopte : } 2 \phi 8 \rightarrow A_t = 1,00 (\text{cm}^2)$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

 **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16,2 (\text{cm})$$

$$\text{On prend : } S_t = 16 (\text{cm})$$

### 6.3) Vérification à l'ELU :

#### a) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 (\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,50 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,62 (\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0,62 (\text{MPa}) < \bar{\tau}_u = 3,25 (\text{MPa}) \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

#### b) Condition de non fragilité :

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

- **En travée :**

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

## Chapitre III : Calcul des éléments.

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,50 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 10} = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

### d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ (KN)}.$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ (KN)}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 13,18 \text{ (KN)} < 129,76 \text{ (KN)} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 13,50 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

### e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

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

- **Appuis de rive :**

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 13,18 + \frac{4,3}{0,9 \times 0,18} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,38 + 26,54)$$

$$A = 1,57 \geq 1,15 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 13,50 + \frac{6,91}{0,9 \times 0,18} \right) = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq 1,61 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

### f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,21 \text{ (cm)}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$L_C = 0,4 \times 35,21 = 14,10 (\text{cm})$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = 0,9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{13,50 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,70 < \bar{\sigma}_{bc} \text{ «Condition vérifiée»}$$

### III-7- calcul à l'ELS :

a) calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 4,32 (\text{KN/ml})$$

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = \frac{4,32 \times 4,3^2}{8} = 9,98 (\text{KN.m})$$

• Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = M_E = 0,3 M_{01} = 3,00 (\text{KN.m})$$

$$M_B = M_D = 0,5 M_{02} = 4,99 (\text{KN.m})$$

$$M_C = 0,4 M_{03} = 3,99 (\text{KN.m})$$

b) calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$- M_{TAB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = 6,29 \text{KN.M}$$

$$- M_{TAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,12 M_0 \Rightarrow M_{AB} \geq -3,99 + 1,12 \times 9,98 = 7,18 \text{KN.M}$$

On prend :  $M_{TAB} = 7,18 (\text{KN.m}) = M_{TDE}$

- Travée intermédiaire :

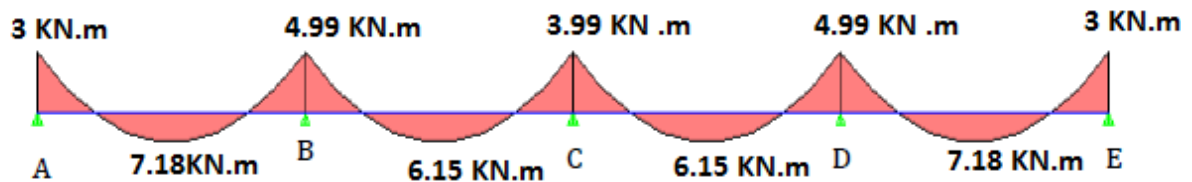
$$- M_{TBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$$- M_{TBC} \geq -\frac{4,99 + 3,99}{2} + (1 + 0,3(0,22)) 9,98 \Rightarrow M_{TBC} \geq 6,15 \text{KN.m}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$-M_t \geq \left( \frac{1+0,3 \times 0,22}{2} \right) 9,98 = 5,32 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{TBC} = 6,15 \text{ (KN.m)} = M_{TCD}$



**Fig III -6-21: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.**

c) Calcul des efforts tranchants :

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

• Travée AB :

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{-4,99 + 3,00}{4,3} + \frac{4,32 \times 4,3}{2} = 8,82 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-4,99 + 3,00}{4,3} - \frac{4,32 \times 4,3}{2} = -9,75 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{4,99 - 3,99}{4,3} + \frac{4,32 \times 4,3}{2} = 9,52 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{4,99 - 3,99}{4,3} - \frac{4,32 \times 4,3}{2} = -9,05 \text{ KN}$$

• Travée CD :

$$T_C = \frac{-4,99 + 3,99}{4,3} + \frac{4,32 \times 4,3}{2} = 9,05 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-4,99 + 3,99}{4,3} - \frac{4,32 \times 4,3}{2} = 9,52 \text{ KN}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

- **Travée DE :**

$$T_D = \frac{-3,00 + 4,99}{4,3} + \frac{4,32 \times 4,3}{2} = 9,75 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-3,00 + 4,99}{4,3} - \frac{4,32 \times 4,3}{2} = -8,82 \text{ KN}$$

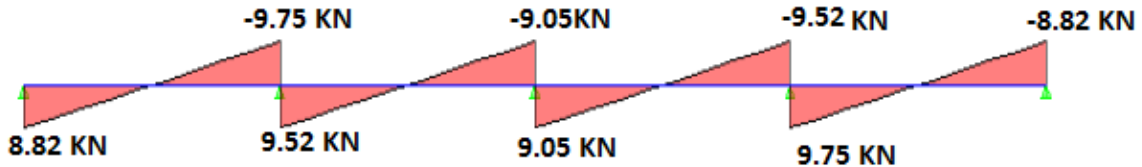


Fig III-6-22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- a) **Etat limite de compression du béton :**

1- **en travée :**  $M_t^{\max} = 7,18 \text{ (KN.m)}$

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K = 0,05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{7,18 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 198,3 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,05 \times 198,3 = 9,91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

2- **aux appuis :**  $M_t^{\max} = 4,99 \text{ KN.m}$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ( $b_0 \cdot h$ )

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K = 0,04$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,99 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 201,57 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,04 \times 201,57 = 8,06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

**b) vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24) :**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_c}$$

**Avec :**

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

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

L : portée libre.

M<sub>t</sub> : moment de flexion.

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

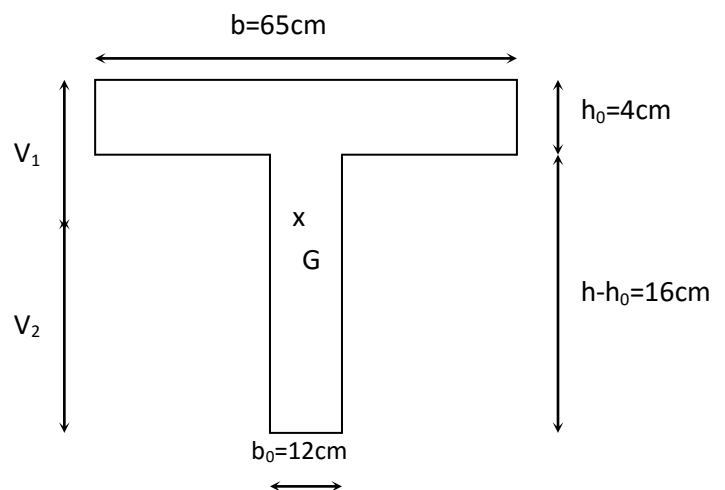
$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0,0465 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{« condition non vérifiée »}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

**III-6-8-Calcul de la flèche :(Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$a) f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} l^2}{10E_v I f_v}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10E_i I f_i} < \frac{L}{500}$$



## Chapitre III : Calcul des éléments.

---

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

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

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_i \cdot d$$

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

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003239 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,596$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 201,57 + 2,1} = 0,33$$

$$I_f^v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20003239}{1 + 0,596 \times 0,33} = 18387,17 \text{ cm}^4$$

## Chapitre III : Calcul des éléments.

$$f_v = \frac{7,18 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 1081887 \times 18387,17} = 0,66 < \frac{L}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

### ✓ Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

### ✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_T = \frac{4L_x}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : 5  $\phi$  4 = 0,63 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 20 cm

### ✓ Armatures parallèles aux poutrelles :

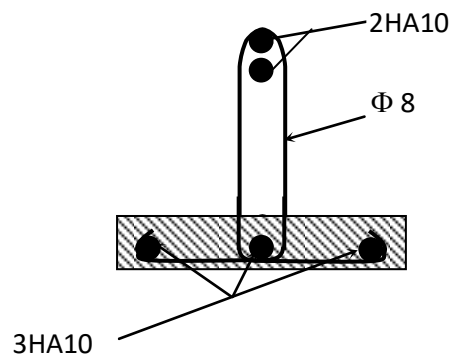
$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

Soit : 5  $\phi$  4 = 0,63 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 20 cm

### 🌈 Conclusion :

Soit un treillis soudé TLE520 (200x200x5x5).

### • Ferrailage de la poutrelle :



### III-7- Etude de la salle machine :

#### Introduction :

Notre structure comporte une seule cage d'ascenseur, de surface égale à **(1,60×1,75 2,8) m<sup>2</sup>**.

La charge transmise par le mécanisme de levage et la cabine chargée est de **9 tonnes**.

#### III.7.1. Calcul de la dalle pleine du local machine :

L'étude des dalles reposant sur 4 cotés et soumises à des charges localisées, sont calculées au moyen des abaques **de PIGEAUD** qui donnent les moments par mètre linéaire.

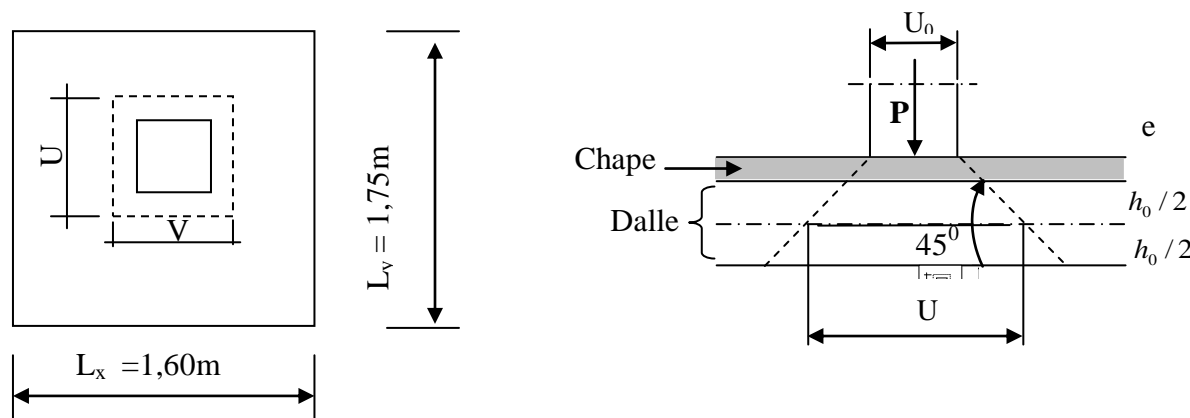
$$M_x = p (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p (M_2 + \nu M_1)$$

**Avec:**  $\nu$  : Coefficient de poisson. ( $\nu=0$  à L'ELU,  $\nu=0,2$  à L'ELS).

$M_1, M_2$  données par les abaques de PIGEAUD en fonction de  $\rho_x, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y}$

$p$  : Intensité de la charge.



**Répartition des charges sur la dalle**

#### III.7.2. Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle  $h_t$  doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_t = \frac{l_{\max}}{30} = \frac{175}{30} = 5,833 \text{ (cm)}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle (RPA99 révisé 2003) est de 12 (cm).

Donc on opte pour :  **$h_t = 15 \text{ (cm)}$** .

Epaisseur de revêtement :  $e = 5 \text{ (cm)}$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{175} = 0,91 \rightarrow 0,4 \leq \rho_x \leq 1$$

→ La dalle travaille dans les deux sens.

### a-Calcul de U, V (Dimensions du rectangle de diffusion) :

$$\begin{cases} U = U_0 + K \times e + h_0 \\ V = V_0 + K \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$K=2$  pour un revêtement en béton.

$U_0, V_0$  : Cotés du rectangle dans le quelle P est

Concentrée

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105(\text{cm}) \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105(\text{cm}) \end{cases}$$

### b-Evaluation des moments :

#### ▪ Calcul de $M_{x1}$ et $M_{y1}$ dus au système de levage :

$M_{x1}, M_{y1}$  moments détermines a partir des rapports  $(\frac{U}{l_x}, \frac{U}{l_y})$  dans les abaques de PIGEAUD

$\gamma$  =coefficient de poisson

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow \gamma = 0 \\ \text{ELS} \rightarrow \gamma = 0,2 \end{cases}$$

#### III.7.3. calcul à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0,65 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{175} = 0,6 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,081 \\ M_2 = 0,0645 \end{array} \right.$$

Avec :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 (\text{kN})$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 121,5 \times 0,081 = 9,84 (\text{KN.m})$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0645 = 7,837 (\text{KN.m})$$

### a-calcul des moments du aux poids propre de la dalle $M_{x2}$ et $M_{y2}$ :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho = 0,91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases}$$

1. Poids de la dalle :  $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{KN/ml}$

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

$$\begin{aligned}q_u &= 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,04(\text{KN/ml}) \\M_{x2} &= 0,0448 \times 8,04 \times (1,60)^2 = 0,922(\text{KN. m}) \\M_{y2} &= 0,798 \times 0,922 = 0,735(\text{KN. m})\end{aligned}$$

### b- Les moments globaux :

$$\begin{aligned}M_x &= M_{x1} + M_{x2} = 9,84 + 0,922 = 10,762(\text{KN. m}) \\M_y &= M_{y1} + M_{y2} = 7,837 + 0,735 = 8,572(\text{KN. m})\end{aligned}$$

### III.7.4. calcul à l'ELS :

$$q_s = G+Q=90+0=90(\text{kN})$$

$$\begin{aligned}M_{x1} &= q_s \times (M_1 + \gamma M_2) = 90 \times (0,081 + 0,2 \times 0,0645) = 8,451(\text{KN. m}) \\M_{y1} &= q_s \times (M_2 + \gamma M_1) = 90 \times (0,0645 + 0,2 \times 0,081) = 7,263(\text{KN. m})\end{aligned}$$

### a-calcul des moments du aux poids propre de la dalle $M_{x2}$ et $M_{y2}$ :

$$\begin{aligned}M_{x2} &= \mu_x \times q_s \times l^2 \\M_{y2} &= \mu_y \times M_{x2}\end{aligned}$$

$$\rho = 0,91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0519 \\ \mu_y = 0,861 \end{cases}$$

Les surcharges d'exploitation :  $Q=1$  (KN/ml).

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85(\text{KN/ml})$$

$$\begin{aligned}M_{x2} &= 0,0519 \times 5,85 \times (1,60)^2 = 0,777(\text{KN. m}) \\M_{y2} &= 0,861 \times 0,777 = 0,669(\text{KN. m})\end{aligned}$$

### b- Les moments globaux :

$$\begin{aligned}M_x &= M_{x1} + M_{x2} = 8,451 + 0,777 = 9,228\text{KN. m} \\M_y &= M_{y1} + M_{y2} = 7,263 + 0,669 = 7,932\text{KN. m}\end{aligned}$$

- **Remarque :** Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments Calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée et 70% en appuis.

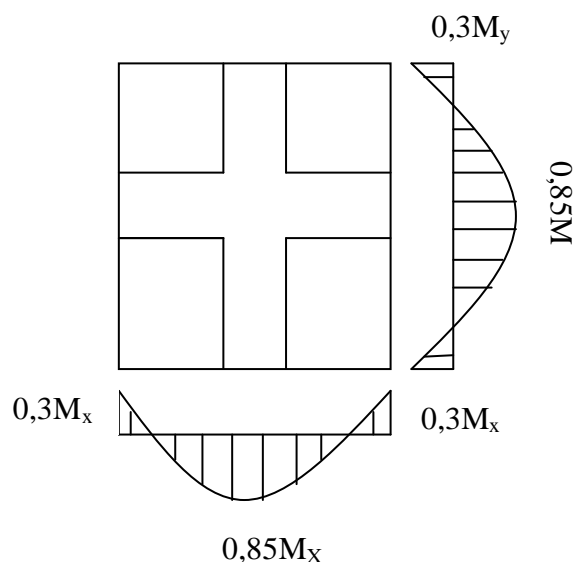
- **En travée :**

$$\begin{aligned}M_x^t &= 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,228 = 7,844(\text{KN. m}) \\M_y^t &= 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,932 = 6,742(\text{KN. m})\end{aligned}$$

- **En appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,762 = 3,228(\text{KN. m})$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,572 = 2,571(\text{KN. m})$$



### III.7.5.Ferraillage du panneau :

Le calcul se fera en flexion simple, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur de la dalle.

zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A(\text{cm}^2)$	$A$ adoptée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Espacement
En travée	X-X	9,147	0,038	0,981	2,06	4HA10=3,14 $\text{cm}^2$	20 cm
Sur appuis	X-X	3,228	0,014	0,993	0,718	4HA10=3,14 $\text{cm}^2$	20 cm
En travée	Y-Y	7,286	0,03	0,985	1,635	4HA10=3,14 $\text{cm}^2$	20 cm
Sur appuis	Y-Y	2,571	0,010	0,995	0,57	4HA10=3,14 $\text{cm}^2$	20 cm

#### 1. Sens (x-x) :

##### ❖ Aux appuis :

$$M_U = 3,228(\text{kN. m})$$

$$d = h_t - c$$

$$d = 15 - 2 = 13(\text{cm}) \longrightarrow \mathbf{d = 13(\text{cm})}$$

$$U_b = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2}$$

$$U_b = \frac{3,228 \cdot 10^3}{100.14 \cdot 2.13^2} = 0,0138 \leq 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$U_b = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,228 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 13.348} = 0,718 (\text{cm}^2) \quad \text{avec: } S_t = 20 (\text{cm})$$

❖ soit : 4HA8 = 2,01 (cm<sup>2</sup>)

➤ En travée :

$$M_t = 9,147 (\text{kN.m})$$

$$U_b = \frac{M_t}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2}$$

$$U_b = \frac{9,147 \cdot 10^3}{100.14 \cdot 2.13^2} = 0,038 \leq 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$U_b = 0,038 \longrightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,147 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 13.348} = 2,06 (\text{cm}^2) \quad \text{avec: } S_t = 20 (\text{cm})$$

❖ soit : 4HA10 = 3,14 (cm<sup>2</sup>)

2. Sens (y-y) :

➤ Aux appuis :

$$M_U = 2,571 (\text{KN.m}) ; \quad d = 13 (\text{cm})$$

$$U_b = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2}$$

$$U_b = \frac{2,571 \cdot 10^3}{100.14 \cdot 2.13^2} = 0,0107 \leq 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$U_b = 0,0107 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,571 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 13.348} = 0,57 (\text{cm}^2) \quad \text{avec: } S_t = 20 (\text{cm})$$

▪ soit : 4HA10 = 3,14 (cm<sup>2</sup>)

❖ En travée :

$$M_t = 7,286 (\text{kN.m})$$

$$U_b = \frac{M_t}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2}$$

$$U_b = \frac{7,286 \cdot 10^3}{100.14 \cdot 2.13^2} = 0,03 \leq 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$U_b = 0,03 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,286.10^3}{0,985 \cdot 13,348} = 1,635 (\text{cm}^2) \quad \text{avec: } S_t = 20 (\text{cm})$$

soit : **4HA10 = 3,14 (cm<sup>2</sup>)**

❖ **Vérifications à l'état limite ultime :**

**a) Espacements des armatures : (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale :**

$$S_t \leq \min \{2 \cdot h; 25 \text{cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{cm} < \min \{30 \text{cm}, 25 \text{cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

$$S_t < \min \{3 \cdot h; 33 \text{cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{cm} < \min \{45 \text{cm}, 33 \text{cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Diamètre maximal des barres :**

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15 (\text{mm}).$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10 (\text{mm}) \leq 15 (\text{mm}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Condition de non fragilité : (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas,  $W_0 = 0,8\%$

- **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0,0008 \times (3 - 0,91)/2 = 0,00084$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0,00084 \times 100 \times 15 = 1,26 \text{cm}^2 < 3,14 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0,0008 \times (3 - 0,91)/2 = 0,00084$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1,32 (\text{cm}^2)$$

$$A_{\min} = 1.32\text{cm}^2 < 3,14\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{q_u}{3 \times V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 39(\text{KN}).$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U+V)} = \frac{121,5}{2 \times (1,05+1,05)} = 29(\text{KN}).$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} = \frac{39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,3(\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right\} = \left\{0,07 \times \frac{25}{1,5}; 5\text{Mpa}\right\}$$

$$\bar{\tau} = 1,17(\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0,3(\text{Mpa}) < \bar{\tau} = 1,17(\text{Mpa})$$

- **Condition ou poinçonnement : (Art A-5-2-42) :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

**Avec :** Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1,05+1,05) = 4.2(\text{m})$  : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$A.N : 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 472,5 (\text{KN}) \geq 121,5 (\text{KN}).$$

**La condition est vérifiée** ⇔ Aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Vérification à l'état limite de service :**

- a) **Evaluation des moments  $M_{X1}$  et  $M_{Y1}$  :**

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

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

- **À l'ELS :**

$$q_s = P = 90 \text{ (KN)} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

$$\text{D'où : } M_1 = 0,081, \quad M_2 = 0,0645 \quad (\text{Tableau de PIGEAUD})$$

$$M_{x1} = 90 \times (0,081 + 0.2 \times 0,0645) = 8,451 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{y1} = 90 \times (0,0645 + 0.2 \times 0,081) = 7,263 \text{ (KN.m)}$$

**b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ (KN/ml)}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0519 \\ \mu_y = 0.861 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0519 \times 5,85 \times (1,75)^2 = 0,93 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,861 \times 0,93 = 0,8 \text{ (KN.m)}$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,451 + 0,93 = 9,381 \text{ (KN.m)}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,263 + 0,557 = 7,82 \text{ (KN.m)}$$

- **Remarque:** Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

○ **En travée :**

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9,381 = 7,973 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.75 \times M_y = 0.75 \times 7,82 = 5,867 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

○ **En appuis :**

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0.5 \times M_x = 0.5 \times 9,381 = 4,690 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0.5 \times M_y = 0.5 \times 7,82 = 3,910 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

### 1- Contrainte de compression dans le béton :

#### ✚ Sens x-x :

##### ✓ Aux appuis :

$$M_a = 4,69(\text{kN.m})$$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad K = 48,75 \quad \longrightarrow \quad \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{4,69 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 124,68(\text{MPa}) < \sigma_s = 348(\text{MPa})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{124,68}{48,75} = 2,55(\text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} = 15(\text{MPa}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ✓ En travée :

$$M_t = 7,973(\text{kN.m})$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K_1 = 48,75 \quad \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{7,973 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 211,96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{211,96}{48,75} = 4,35 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Sens y-y :

##### ✓ Aux appuis :

$$M_a = 3,91(\text{kN.m})$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K = 48,75 \quad \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{3,91 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 103,95(\text{MPa}) < \sigma_s = 348(\text{MPa})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{103,95}{48,75} = 2,13(\text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} = 15(\text{MPa}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 5,867(\text{kN.m})$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K = 48,75 \text{ et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{5,867 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 155,97(\text{MPa})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{155,97}{48,75} = 3,02(\text{MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} = 15(\text{MPa}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 1- Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyés sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que : } f_e \text{ en [Mpa]}$$

**Avec :**

- h : hauteur de dalle.
- $M_{tx}$  : Moment entravé de la dalle continue dans la direction  $L_x$
- $M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- $A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m].
- d : La hauteur utile de la bande.
- b : La largeur de bande égale à 1[m].

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &= \frac{15}{175} = 0,085 \\ \frac{M_{tx}}{20.M_x} &= \frac{7,973}{20 \times (9,381)} = 0,042 \end{aligned} \right\} \frac{h}{L_x} = 0,085 > 0,042 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_x}{b.d} &= \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,002 \\ \frac{2}{f_e} &= \frac{2}{400} = 0,005 \end{aligned} \right\} \frac{A_x}{b.d} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc n'y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

### 1- Condition de non fragilité : (Art B.7.4 ; BAEL.91) :

✓ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{L_x}{L_y})}{2}$$

**Avec :**  $\rho_0 = 0,0008$  pour  $[F_e 400]$

$\rho_x$  : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

$A_{\min}$  : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 1,09) / 2 = 0,00076$$

$$A_{\min} = 0,00076 \times (15 \times 100) = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée (sens x-x).}$$

✓ **Armatures supérieures (suivant Y-Y) :**

$$A_{\min} = 0,00076 \times (15 \times 100) = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée (sens y-y).}$$

✓ **Conclusion :** la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- **En travées :**

4HA10 (sens x-x),  $S_t = 20(\text{cm})$ .

4HA10 (sens y-y),  $S_t = 20(\text{cm})$ .

- **En appuis :**

4HA10 (sens x-x),  $S_t = 20(\text{cm})$ .

4HA10 (sens y-y),  $S_t = 20(\text{cm})$ .

### IV.1) Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

### IV.2) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

- **Zone III** : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 28,60 m).(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

#### b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (RPA 99/mod2003 art 4.1.3).

#### ➤ Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.2.1) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable surtout dans les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.3) Modélisation :

#### IV.3.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

#### IV.3.2) Description du logiciel *ETABS* :

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

*ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

#### IV.3.3) Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

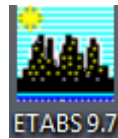
Column : poteau

Beam : poutre

### IV.3.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

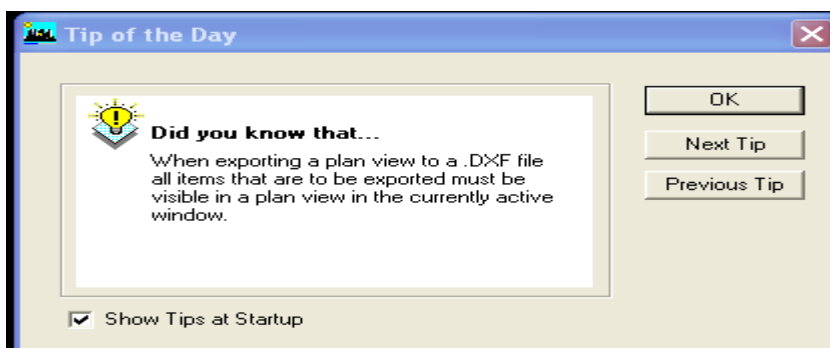
Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.6.0**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. V.1**)



*figV.1) Icône d'ETABS*

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



*figV.2) fenêtre de dialogue.*

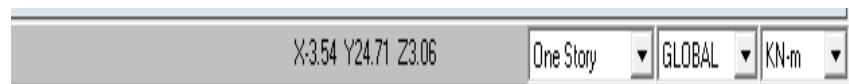
### IV.3.5) Etapes de modélisation :

#### IV.3.5.1) Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. en bas à droite de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

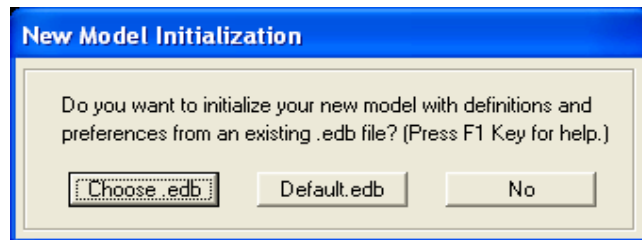


*figV.3) Choix des unités*

##### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**,  
Une page de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**

## Chapitre IV : Modélisation et vérification



figV.4) choix de géométrie de base.

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

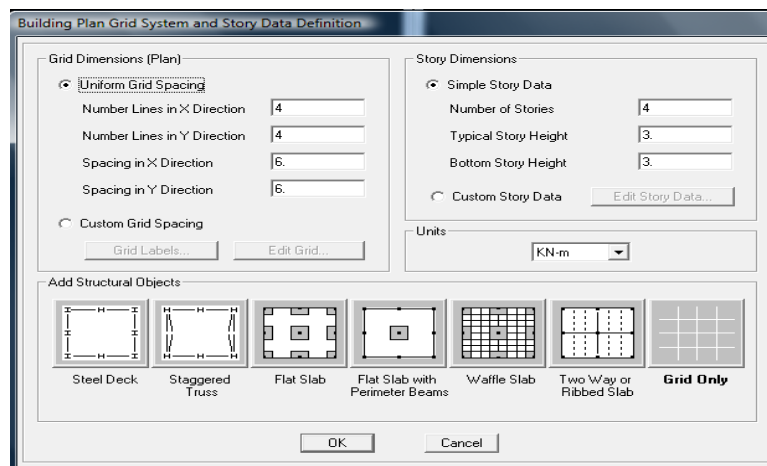
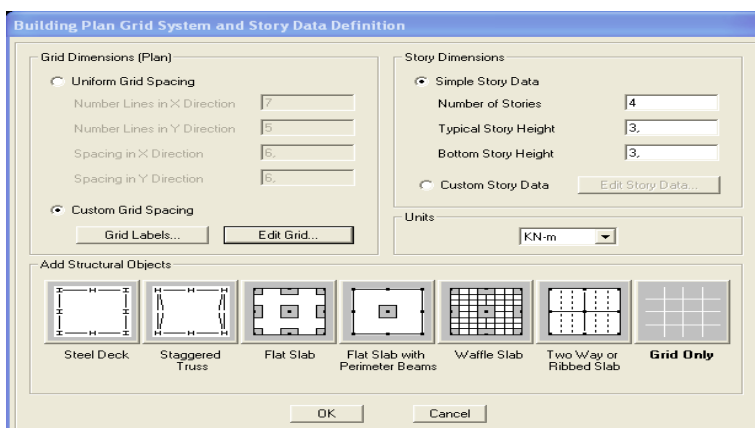


fig V.5) Introduction des lignes de grille

1) On introduit le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

On clique sur **Custom Grid Spacing**

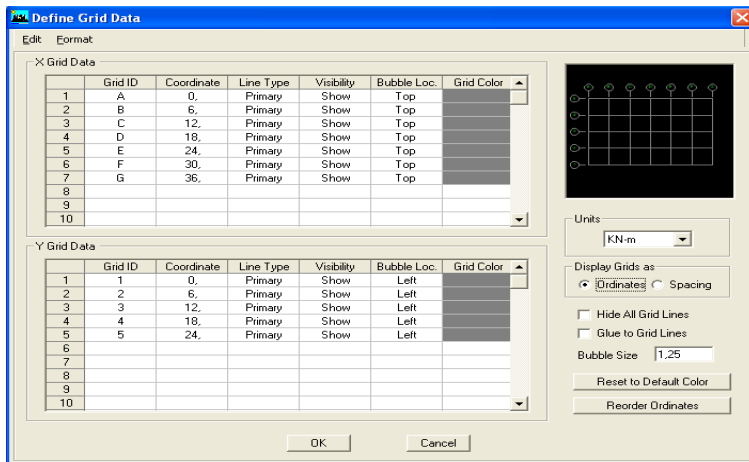
La fenêtre suivante s'affiche :



figV.6) Introduction le nombre de portiques.

Puis sur **Edit Grid**.

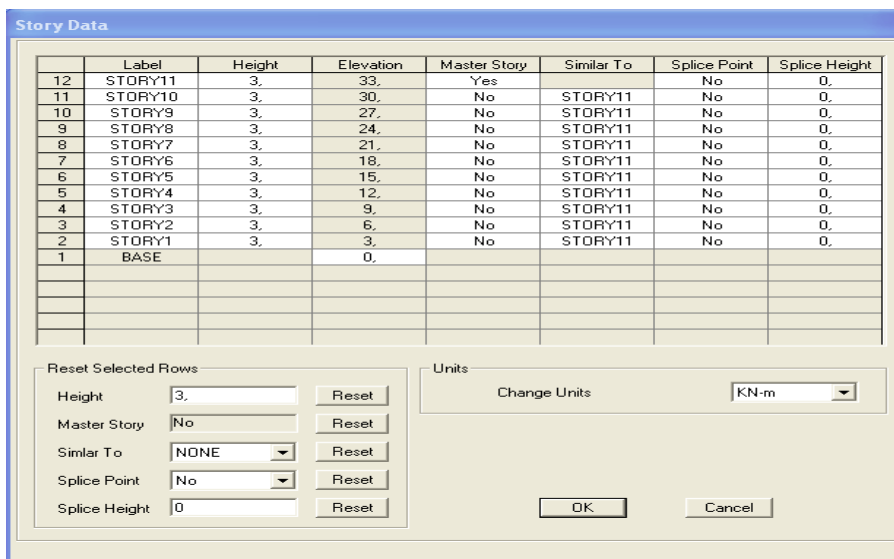
## Chapitre IV : Modélisation et vérification



figV.7) Introduction des distances selon x-x et y-y

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
  - Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.
- Puis **ok**.

2) On introduit le nombre des niveaux. on clique sur **simplestory data** et on remplit la case **Number of Story** puis on clique sur **Custom Story Data** après **Edit Story Data**. La fenêtre suivante s'affiche :

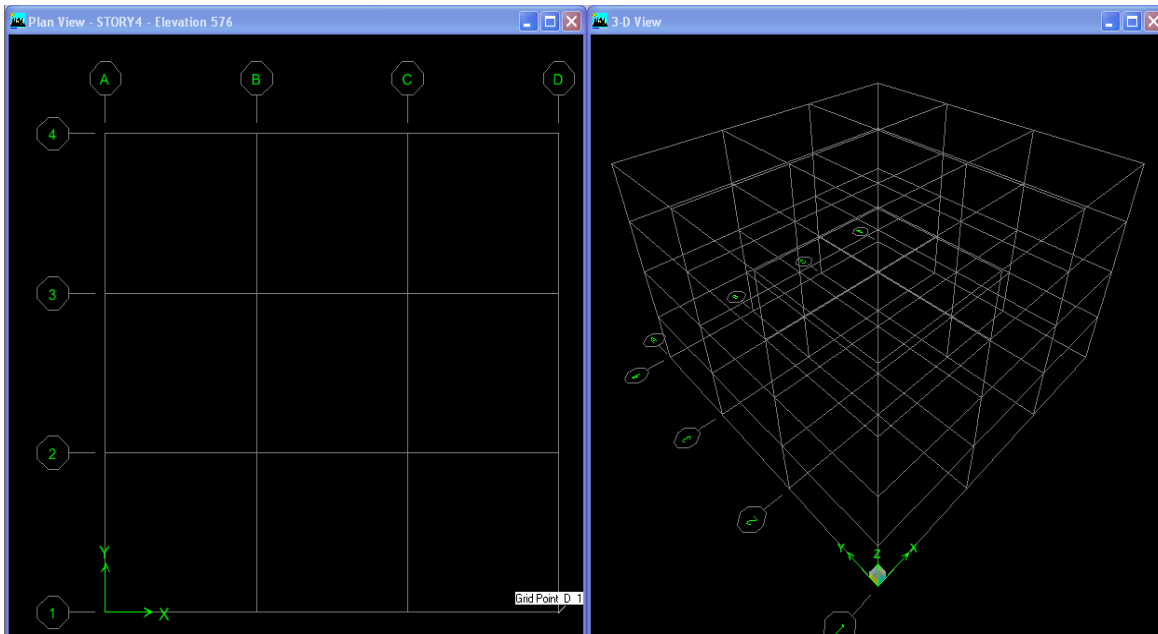


figV.8) Introduction des hauteurs selon les différents étages.

Et on complète la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a. Puis **ok**.

A la fin on clique sur **ok** pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z**.



figV.9) les lignes de grille de la structure

### c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

-pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :

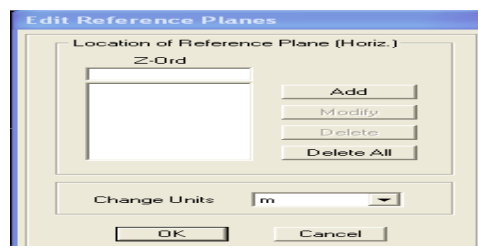


fig V.10) introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

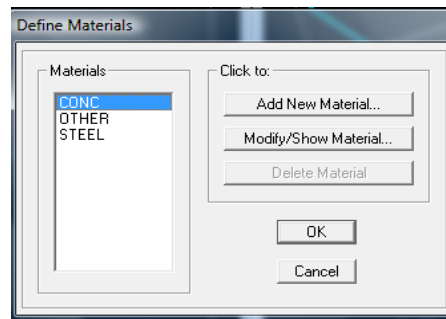
On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

### IV.3.5.2)Deuxième étape :

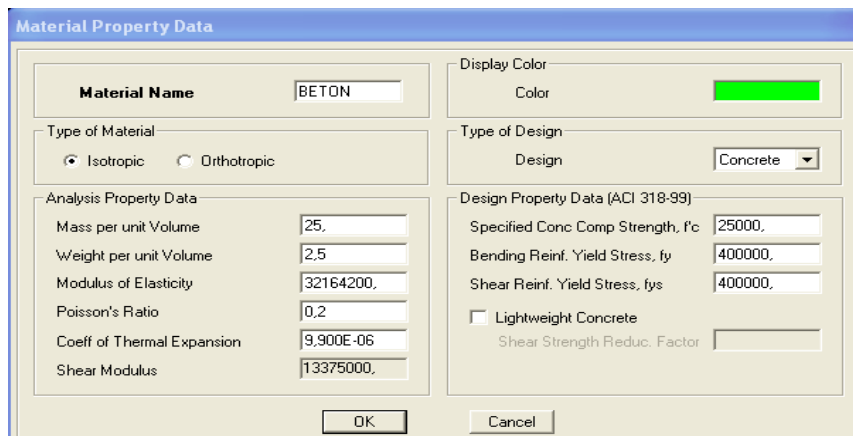
La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Materialproprietes** ou bien  nous sélectionns le matériau **CONC**.



*fig V.11) définition du matériau CONC (béton).*

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



*fig V.12) définition des propriété du matériau CONC (béton).*

Et on défini un autre matériau pour le utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

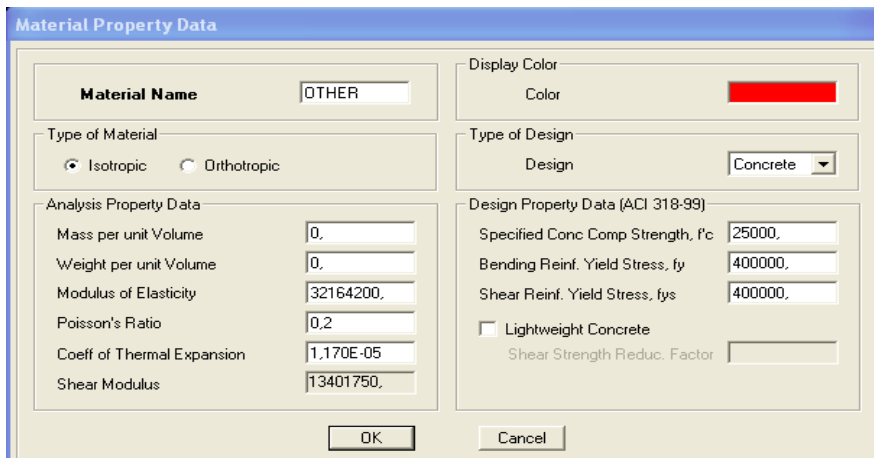


fig V.13) définition des propriétés du matériau other.

Puis on clique sur **OK**.

- **Remarque :**


On a défini deux types de matériaux pour un but:

Que l'étape n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

### IV.3.5.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en T.

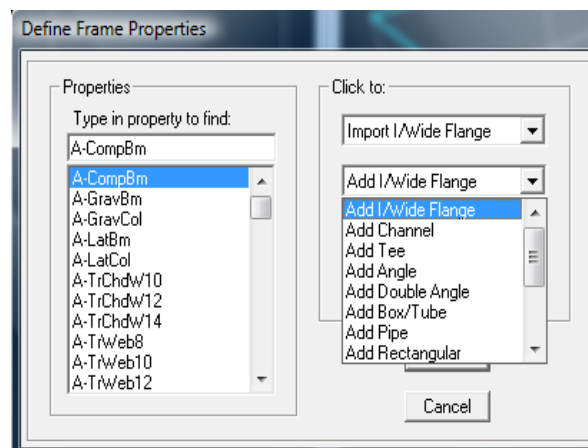
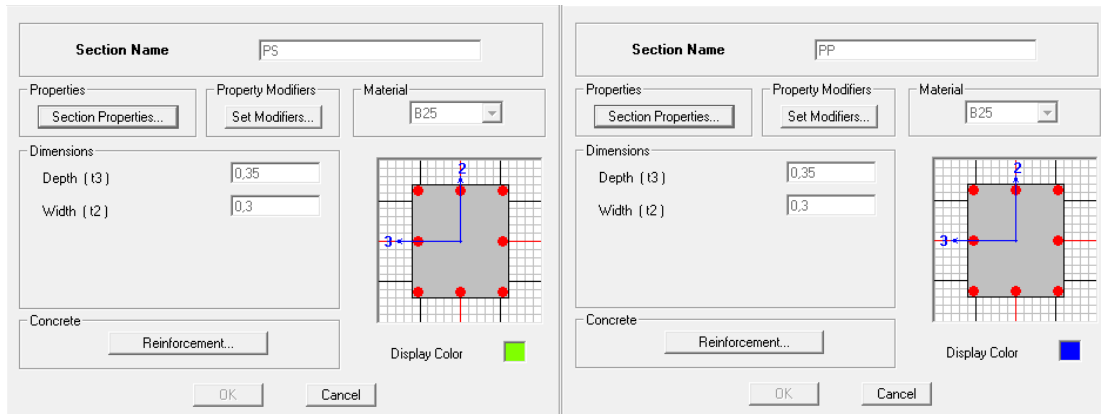


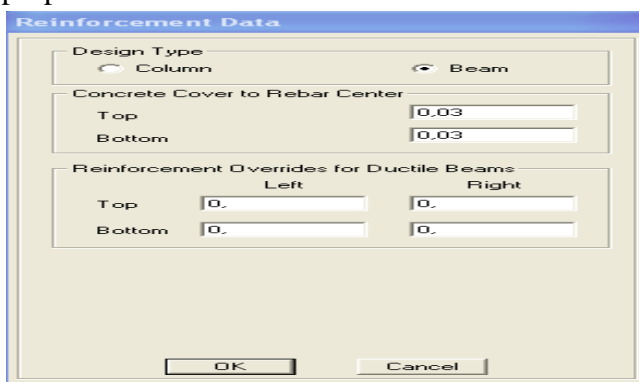
fig V.14) définition des sections.

Et on choisit **Material** **BETON**.



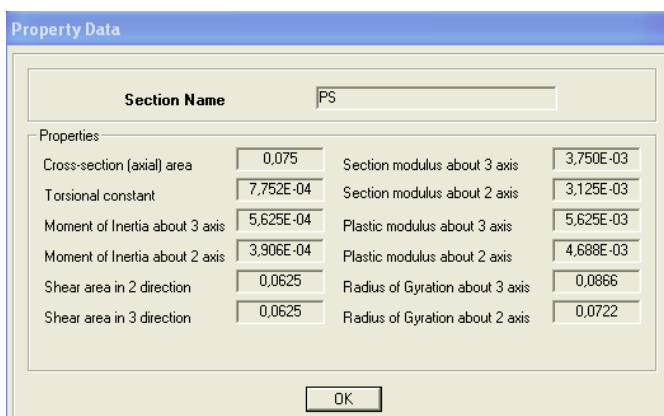
*fig V.15) définition des section rectangulaire.*

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.



*Fig V.16) choix de la nature de la section et l'enrobage .*

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

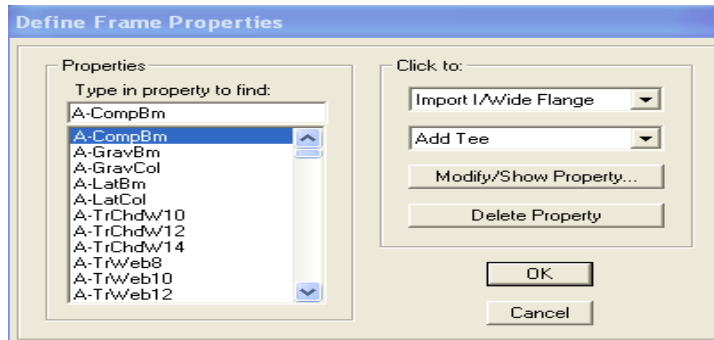


## Chapitre IV : Modélisation et vérification

*Fig V.17) propriété de la section à considérer.*

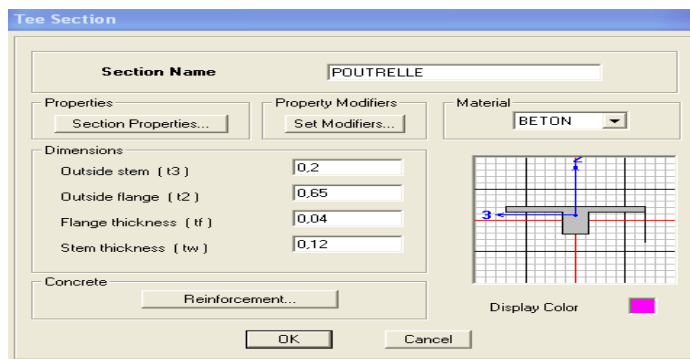
Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.  
Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.  
Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :




*fig V.18) ajout de la section en T*

On introduit les caractéristiques des poutrelles :



*fig V.19) les propriétés de la section en T*

- ❖ Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les voiles.  
On clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

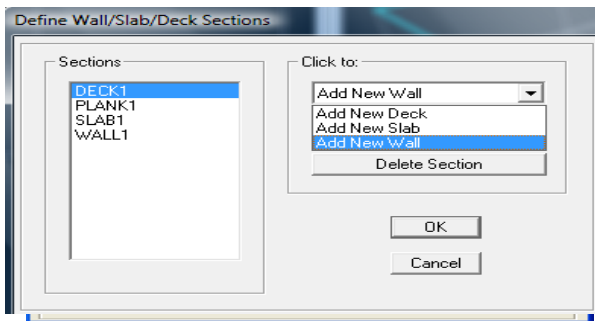


fig V.20) création de nouveau voile

Définir **Material** : BETON

On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 20 cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les dalles.

On clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

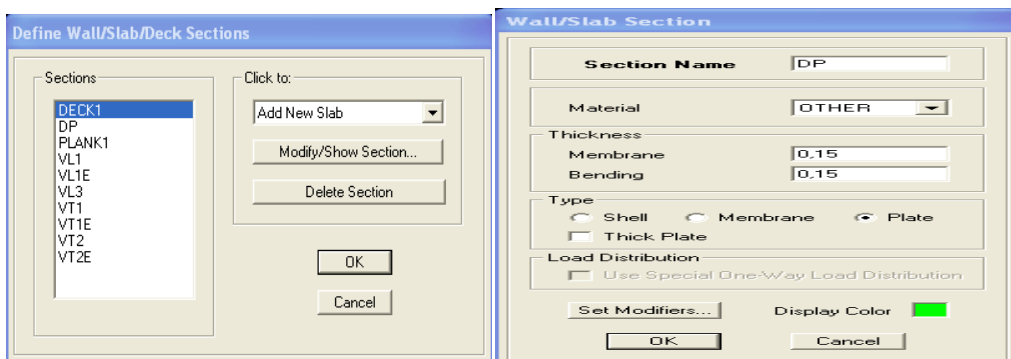



fig V.21) création de nouvelle dalle fig V.22) propriétés de la dalle.

Définir **Material** : OTHER

On coche **Plate**.

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

### a) Poutres principales et secondaires:

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

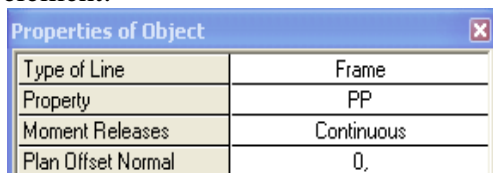

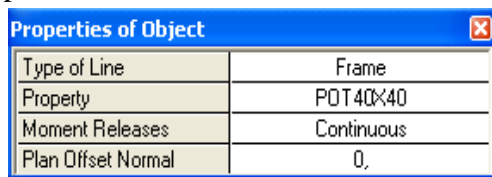


fig V.23) création des poutres


### b) Les poteaux :

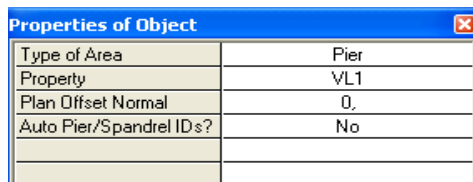
On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 35x35 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.



*fig V.24) création des poteaux.*

**c) Les voiles :**

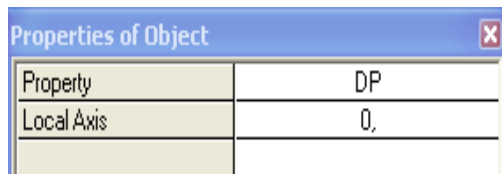
On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



*fig V.25) création des voiles.*

**d) La dalle pleine :**

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.




*fig V.26) création des dalles pleines.*

### IV.3.5.4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**1) Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :Definie puis sur staticLoad Cases , ou bien .

➤ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : 1

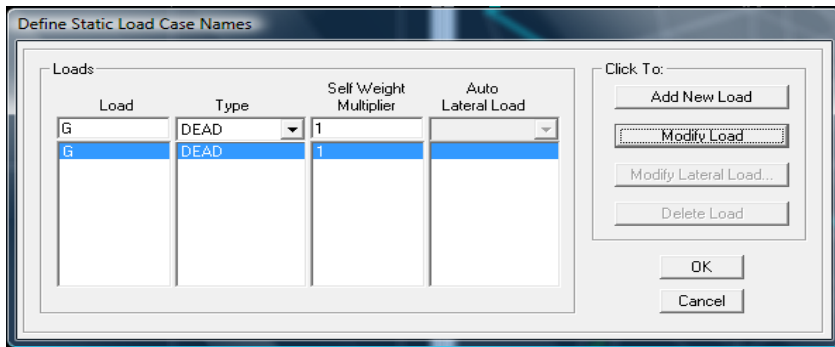


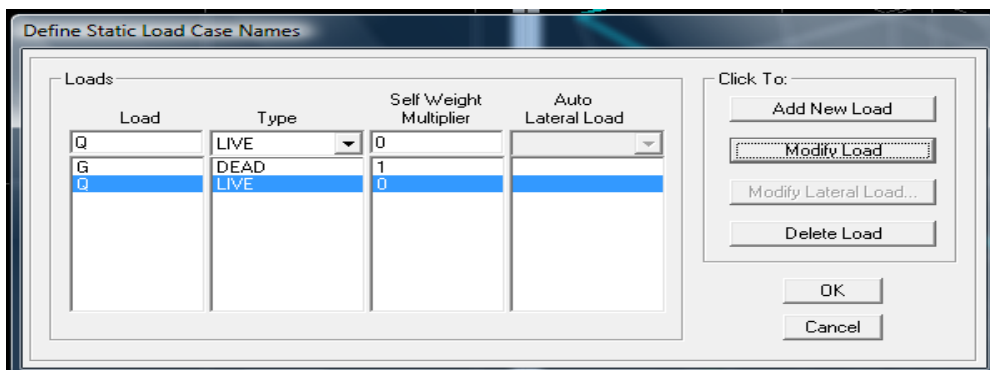
Fig V.27) nom des charges permanentes.

### ➤ Surcharges d'exploitation :

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weightmultiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**




figV.28) nom des charges d'exploitations.

### 2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

**Données à introduire dans le logiciel :**

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone  SRPA99V2003.exe .

- **Coeff d'accélération de zone A =0.25** .Selon la zone de sismicité (de notre cas III) et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2).
- **Coeff comportement : 5**

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

- Coeff d'amortissement  $\xi$  : 8,5%
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q):Q=1.2

$$Q=1+\sum P_q$$

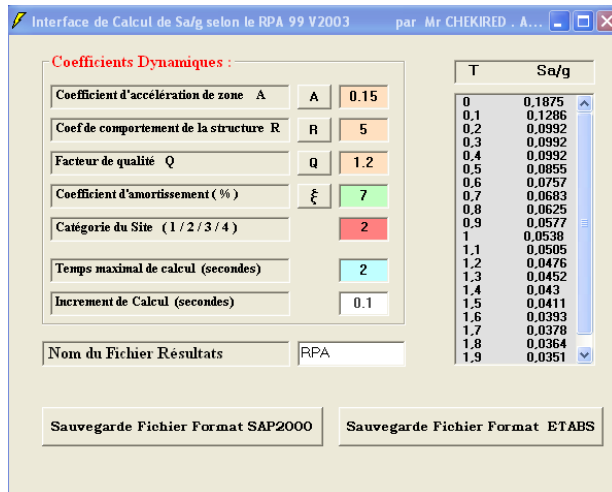


fig V.29) le spectre

Après on clique sur **Savgarde Fichier Format ETABS.**

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**DefineResponseSpectrum Functions**  **Spectrum from file**

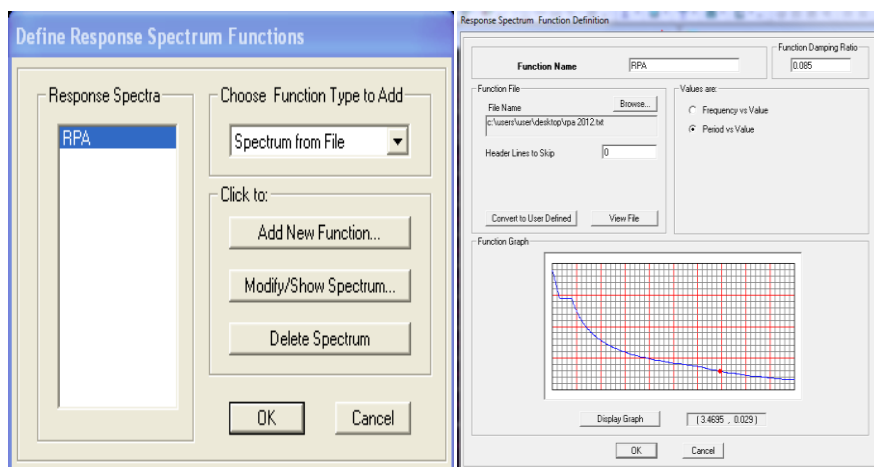

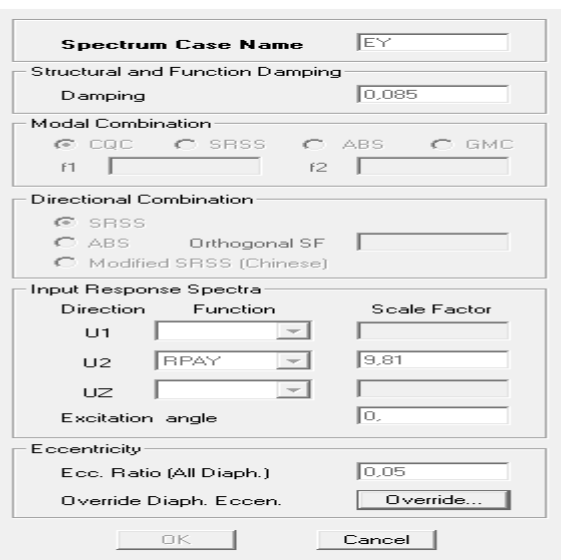
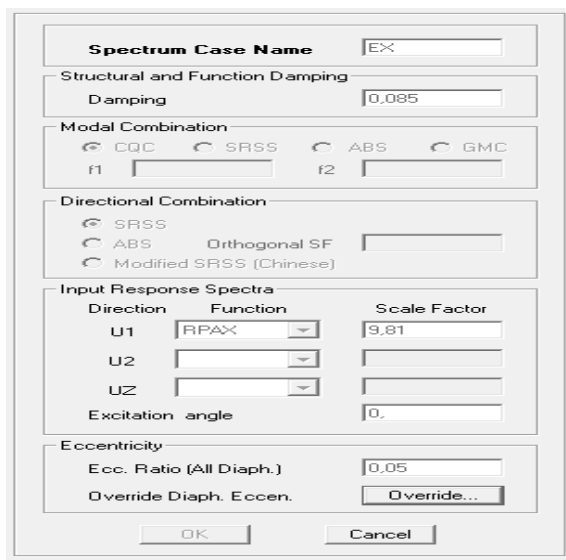


fig V.30) définition de spectre fig V.31) la réponse de spectre.

**Function Name** (nom du spectre): RPA.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define  $\rightarrow$  Reponses spectrum cases   $\rightarrow$  **Add New Spectrum**



*fig V.32) ajout de spectre selon x*

*fig V.33) ajout de spectre selon y*

**On introduit:**

$\xi$  (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,085 dans la case **Damping**

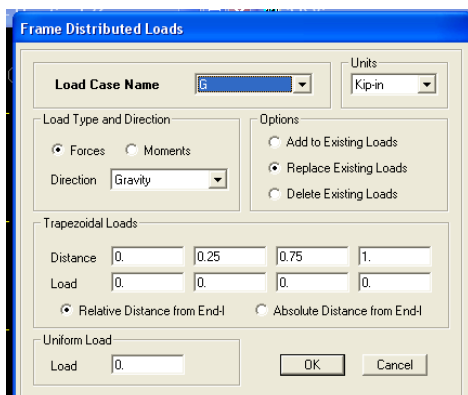
Et l'excentricité qui égale a 0,05xL dans la case **Ecc.Ratio (All Diaph)**.

Dans la partie **Input responsespectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

### IV.3.5.5) 5<sup>ème</sup> étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

**Assign** **Frame/line loads** **Distributed** ou bien  →



*fig V.34) la méthode de chargement*

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

### IV.3.5.6) 6<sup>ème</sup> étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

**ELU** :  $1.35G+1.5Q$

**ELS** :  $G+Q$

Et la combinaison **G + 0,2Q**

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**


**GQEx** :  $G+Q\pm Ex$

**GQEy** :  $G+Q\pm Ey$

**08GEx** :  $0.8G\pm Ex$

**08GEy** :  $0.8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** ou bien  → **Add New Combo**

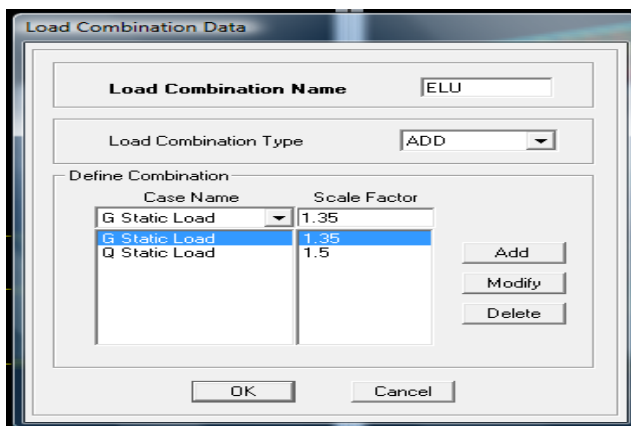


fig V.35) création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

### IV.3.5.7) 7<sup>ème</sup> étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign → Joint/point ou bien  Restraints

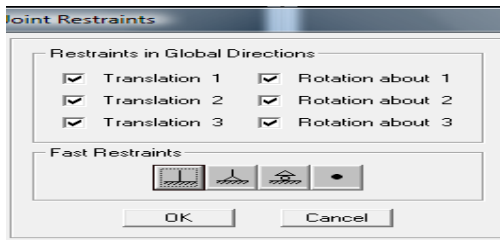


fig V.36) encastrement des appuis.

### ➤ Mass- Source :

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

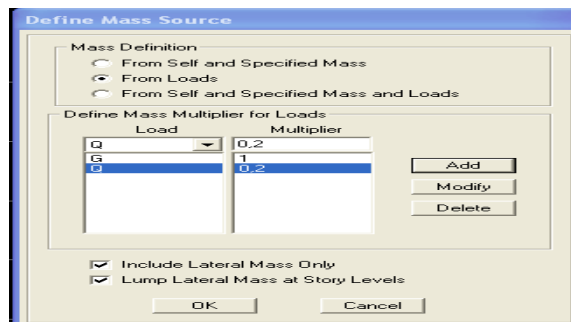


fig V.37) le pourcentage de participation des charges.

### ➤ Diaphragmes :

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 tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → Joint/point → **Diaphragm**, ou bien  Add New Diaphragm.

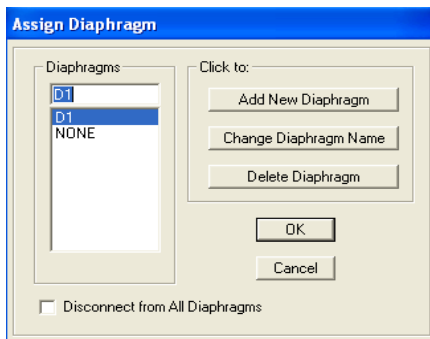


fig IV.38) spécification de diaphragme de chaque plancher.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.  
On refait la même opération pour tous les autres planchers.

### IV.3.5.8) 8<sup>ème</sup> étape : Analyse et visualisation des résultats :

- Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

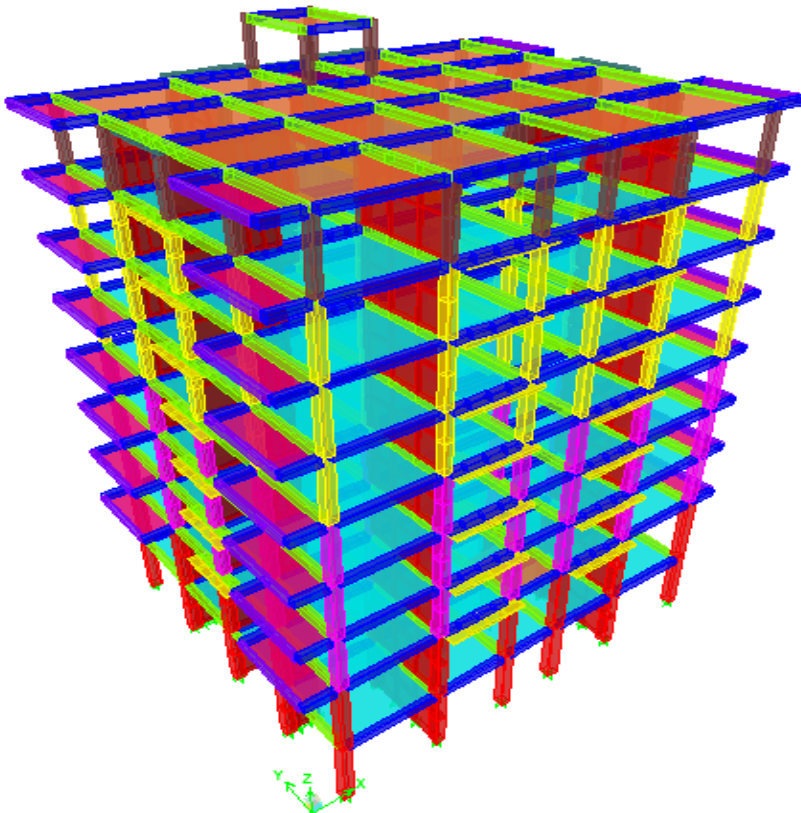


fig IV.39) schéma final de notre structure en 3D.

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

---

### IV-1-Choix de la méthode d'étude :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA. Prévoit d'utiliser soit :

1. Calcul statique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales G et Q.

Ou bien Calcul dynamique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul nous distinguons les méthodes suivantes :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode d'analyse modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente selon les règles du RPA93/2003.

#### ❖ Méthode D'analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

#### ✓ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### ✓ Hypothèses de calcul :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

### IV-2-Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS en considérant : 0 9 niveaux (Sous-sol+RDC + 7 étages courants) encadrée à la base et réalisée sur un modèle tridimensionnel.

### IV-3Vérifications selon les exigences du RPA:

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.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

---

- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- ✓ Justification vis-à-vis des déformations
- ✓ Vérification de l'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet P-Δ)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que 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 .

### 1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

- ❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_t \geq 80\% V$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots \dots \dots \text{(Article 4.2.3 du RPA)}$$

#### ➤ Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul il faut déterminer ces coefficients :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau(4.1 du RPA99.V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

- Zone sismique : III
  - Groupe d'usage : 2
- **A = 0.25** }

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau (4.3RPA) en fonction du système de contreventement tel que défini en (3.4RPA)

**R = 3,5** (contreventement par des voiles)

### Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots \dots$  (tableau 4.4 du RPA).

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité ‘q’ est satisfait ou non, sa valeur est donnée au tableau (4.4 du RPA)

- Conditions minimales sur les files du contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n’excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement **condition vérifiée** dans les deux sens (X-X et Y-Y)

- Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autour d’espacement en dépassant pas 1,5.

Suivant X-X : **condition vérifiée**

Suivant Y-Y : **condition vérifiée**

- Régularité en plan : la structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a).
- Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation (cf 3.5 1b).
- Contrôle de la qualité des matériaux et de l’exécution:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

**Sens X-X :**

Critère q	Observation	P <sub>q</sub>
Conditions minimales sur les files du contreventement .....	observé	0
Redondance en plan .....	observé	0
Régularité en plan.....	, non observé	0,5
Régularité en élévation .....	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux.....	observé	0
Contrôle de la qualité de l’exécution.....	observé	0
<b>Donc dans le sens X-X</b>	<b>Q = 1,05</b>	

**Sens Y-Y :**

Critère q	Observation	P <sub>q</sub>
Conditions minimales sur les files du contreventement .....	observé	0
Redondance en plan.....	non observé	0,5
Régularité en plan .....	observé	0
Régularité en élévation.....	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux.....	observé	0
Contrôle de la qualité de l’exécution .....	observé	0
<b>Donc dans le sens Y-Y</b>	<b>Q = 1,05</b>	

**D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

•  $T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

D'où :  $T_2=0,5s$  et  $T_1= 1,29s$  (d'après la modélisation)

•  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

$\zeta(\%)$  : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

$\zeta = 10\%$  : Contreventement par des voiles.

Dans notre cas :

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0.7$$

$\eta=0,763 > 0,7$  .....condition vérifiée

$$D_x = 2,5 \times 0,763 \left(\frac{0,5}{1,29}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,80$$

$$D_y = 2,5 \times 0,763 \left(\frac{0,5}{1,00}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,20$$

• Poids total de la structure :  $W_t = 21533,81(\text{kN})$

✓ Sens X-X :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

$$V_x = \frac{0,25 \cdot 0,80 \cdot 1}{3,5} \cdot 21533,81 = 1230,50(\text{KN})$$

✓ Sens Y-Y :

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot 1,20 \cdot 1}{3,5} \cdot 21533,81 = 1845,75(\text{KN})$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique sont dans le tableau suivant :

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	All	All	10723,31	0
EY	All	All	0	12262,12

**Tableau IV-1 : les efforts tranchants obtenu par ETABS.**

✓ Vérification de l'effort tranchant :

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

$V_{x\text{dyn}} = 10723,31(\text{kN}) > 80\% V_x = 984,4(\text{kN}) \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée**

$V_{y\text{dyn}} = 12262,12(\text{kN}) > 80\% V_y = 1476,6(\text{kN}) \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$

**Donc :** l'effort tranchant à la base est vérifiée.

### 2) Vérification de la participation de la masse modale:

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (**Art 4.3.4 ; RPA99/V2003**)

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du **8<sup>ème</sup> mode** :  
(Tableau VI-2)

- Sens-xx : 93,7621 %
- Sens-yy : 94,6936 %

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,297279	68,7554	3,1558	68,7554	3,1558
2	1,007639	3,3917	67,2924	72,1472	70,4482
3	0,961828	0,0259	0,0363	72,173	70,4845
4	0,353846	15,4343	0,4462	87,6074	70,9307
5	0,267281	0,0016	0,0317	87,6089	70,9623
6	0,261367	0,3573	17,2946	87,9662	88,2569
7	0,16312	5,71	0,11	93,6762	88,3669
8	0,125584	0,0015	0,0017	93,6777	88,3686
9	0,119346	0,0843	6,3251	93,7621	94,6936
10	0,096712	2,892	0,0431	96,6541	94,7367
11	0,076512	0,001	0,0006	96,655	94,7373

**Tableau IV-2 : Masse participante donnée par le logiciel ETABS.**

### 3) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

#### a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0,05 L_x = 0,05 \times 21,30 = 1,065(\text{m})$$

$$e_y = 0,05 L_y = 0,05 \times 18,70 = 0,935(\text{m})$$

#### b) Excentricité théorique :

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

$$e_x = |XCR - XCM| < 5\% L_x$$

$$e_y = |YCR - YCM| < 5\% L_y$$

Etage	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)		Excentricité accidentelle (m)	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly
Sous-sol	9,895	8,701	9,895	8,603	0	0,098	1,065	0,935
RDC	9,895	8,701	9,896	8,608	0,001	0,093		
Etage1	9,895	8,705	9,896	8,611	0,001	0,094		
Etage 2	9,895	8,705	9,896	8,613	0,001	0,092		
Etage 3	9,895	8,708	9,896	8,616	0,001	0,092		
Etage 4	9,895	8,71	9,897	8,617	0,002	0,093		
Etage 5	9,895	8,71	9,897	8,619	0,002	0,091		
Etage 6	9,895	8,71	9,897	8,62	0,002	0,09		
Etage 7	9,895	8,758	9,897	8,62	0,002	0,138		

**Tableau IV-3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure**

**Donc** : les excentricités obtenu sont comme suit :

Selon X-X : **ex= 1,065 m**

Selon Y-Y : **ey =0,935 m**

#### 4) Justification vis-à-vis des déformations :

❖ **Calcul des déplacements** : (Art.4.43 ; RPA 99/V2003).

a) **Le déplacement horizontal** : à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots\dots\dots(4.19RPA99/V2003)$$

**Avec** :

R : Coefficient de comportement.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

b) **Le déplacement relatif** : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après l'Art 5.10RPA99/V2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta}_k = 1\% h_e$$

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

✓ Selon X-X :

Niveaux	$\delta_k (cm)$	R	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta_k(cm)$	1%h <sub>e</sub> (cm)
Etage7	5,550	3,5	4,9891	0,5609	3,06
Etage6	4,9891	3,5	4,3721	0,617	3,06
Etage5	4,3721	3,5	3,6936	0,6785	3,06
Etage4	3,6936	3,5	2,9677	0,7259	3,06
Etage3	2,9677	3,5	2,2228	0,7449	3,06
Etage2	2,2228	3,5	1,4904	0,7324	3,06
Etage1	1,4904	3,5	0,8223	0,6681	3,06
RDC	0,8223	3,5	0,2898	0,5325	3,06
s-sol	0,2898	3,5	0	0,2898	3,52

**Tableau IV-4 : Vérification les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens X-X.**

✓ Selon Y-Y :

Niveaux	$\delta_k (cm)$	R	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta_k (cm)$	1%h <sub>e</sub> (cm)
Etage7	1,1578	3,5	1,0417	0,1161	3,06
Etage6	1,0417		0,9178	0,1239	3,06
Etage5	0,9178	4	0,7795	0,1383	3,06
Etage4	0,7795	4	0,6292	0,1503	3,06
Etage3	0,6292	4	0,4734	0,1558	3,06
Etage2	0,4734	4	0,3192	0,1542	3,06
Etage1	0,3192	4	0,1772	0,142	3,06
RDC	0,1772	4	0,0632	0,114	3,06
s-sol	0,0632	4	0	0,0632	3,52

**Tableau IV-5 : Vérification les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens Y-Y.**

a) Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500}$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.(H=28,00m)

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

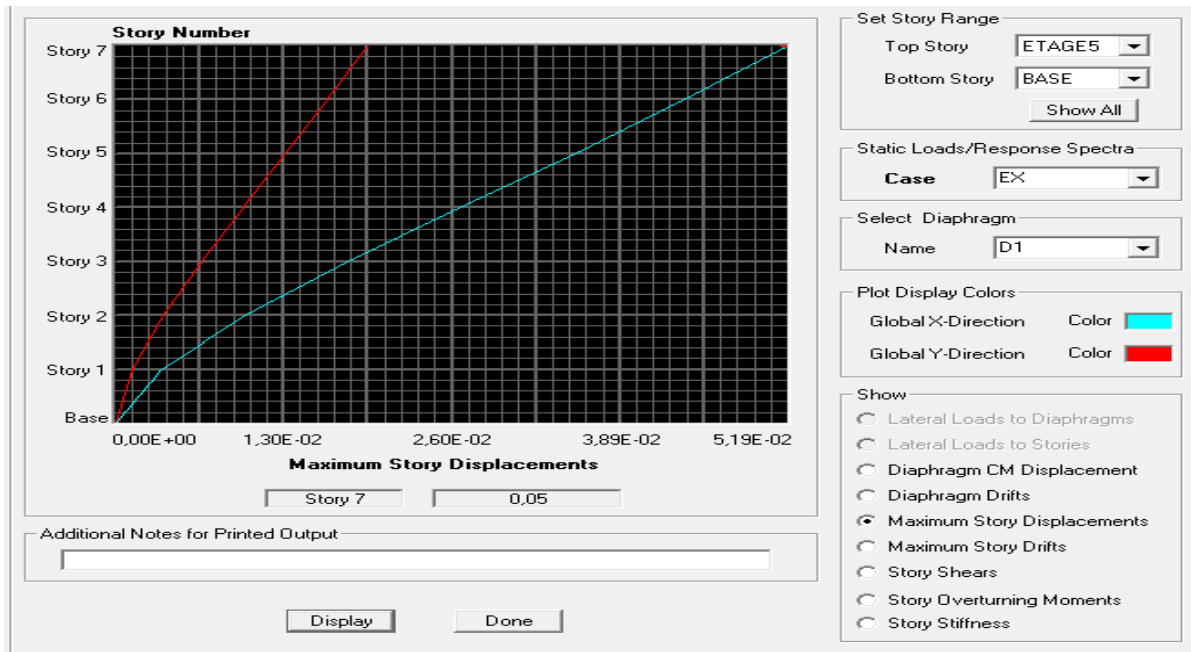


Fig-IV-40 : Vérification des déplacements selon Ex

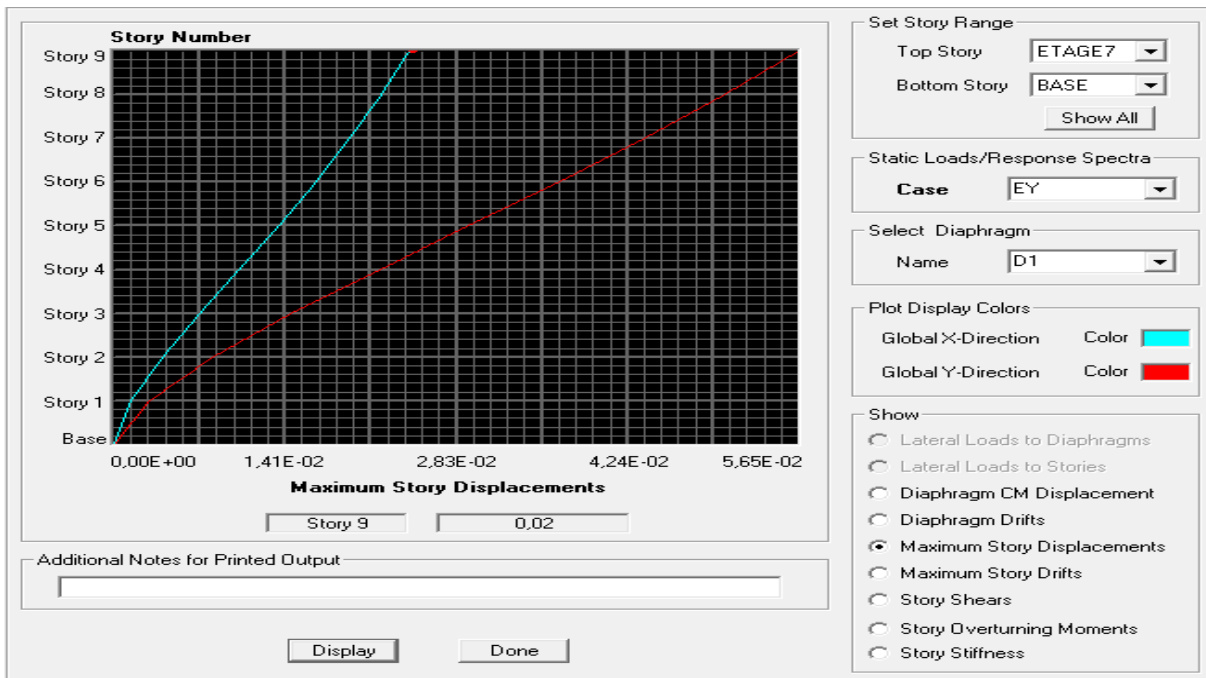


Fig-V-41 : Vérification des déplacements selon Ey.

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

On a bien :

$$\text{Dep}_x = 0.05\text{m} < \bar{f} = 0.056\text{m}$$

$$\text{Dep}_y = 0.02\text{m} < \bar{f} = 0.056\text{m}$$

} Le déplacement est vérifiée

### 5-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9 ; RPA 99/V2003) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

**Avec :**

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

$V_K$  : Effort tranchant de l'étage k ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage K ;

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau suivant :

**D'où :**

**Si :  $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$**  les effets P-Delta peuvent être négligés.

**Si non :  $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$**  les effets P-Δ peuvent être pris en compte demanière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés aumoyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

**Si :  $\theta_K \geq 0.2 \Rightarrow$**  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✓ Selon X-X :

Niveaux	$P_K$ (KN)	$h_K$ (m)	$V_K$ (KN)	$\Delta_K$ (m) x10 <sup>-2</sup>	$\theta_K$
Etage7	1760,3024	3,06	2165,3	0,5609	0,1
Etage6	1760,7629	3,06	4181,18	0,617	0,0084
Etage5	1713,7764	3,06	5653,95	0,6785	0,067
Etage4	1713,7764	3,06	6784,22	0,7259	0,059
Etage3	1665,0077	3,06	7770,23	0,7449	0,052
Etage2	1623,8514	3,06	8721,15	0,7324	0,044
Etage1	1623,8514	3,06	9582,49	0,6681	0,036
RDC	1623,8514	3,06	10279,74	0,5325	0,027
s-sol	1138,0764	3,52	10723,31	0,2898	0,0087

**Tableau IV-6 : Vérification de l'effetP-Δ dans le sens x-x.**

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

✓ Selon Y-Y :

Niveaux	P <sub>K</sub> (KN)	h <sub>K</sub> (m)	V <sub>K</sub> (KN)	Δ <sub>K</sub> (m) x10 <sup>-2</sup>	θ <sub>K</sub>
Etage7	1760,3024	3,06	2442,27	0,1161	0,027
Etage6	1760,7629	3,06	4770,3	0,1239	0,014
Etage5	1713,7764	3,06	6474,14	0,1383	0,011
Etage4	1713,7764	3,06	7834,63	0,1503	0,010
Etage3	1665,0077	3,06	9014,99	0,1558	0,009
Etage2	1623,8514	3,06	10084	0,1542	0,008
Etage1	1623,8514	3,06	11001,99	0,142	0,0068
RDC	1623,8514	3,06	11751,48	0,114	0,005
s-sol	1138,0764	3,52	12262,12	0,0632	0,001

Tableau IV-7 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens y-y.

**Donc:** les effets P-Delta peuvent être négligés

### 6-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

(Art 7.4.3.1 RPA 99/V2003).

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

**Avec :**

N<sub>d</sub> : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B<sub>c</sub> : L'aire (section brute) de la section de béton.

f<sub>c28</sub> = la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = 849,41(\text{kN})$$

$$\frac{849,41 \cdot 10^3}{(500 \times 500) \cdot 25} = 0,136 \leq 0,30 \quad \text{La condition du RPA est vérifiée.}$$

### 7- Justification du système portiques contreventé par des voiles :

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

A- Sous charges horizontales :

a- Suivant X-X :

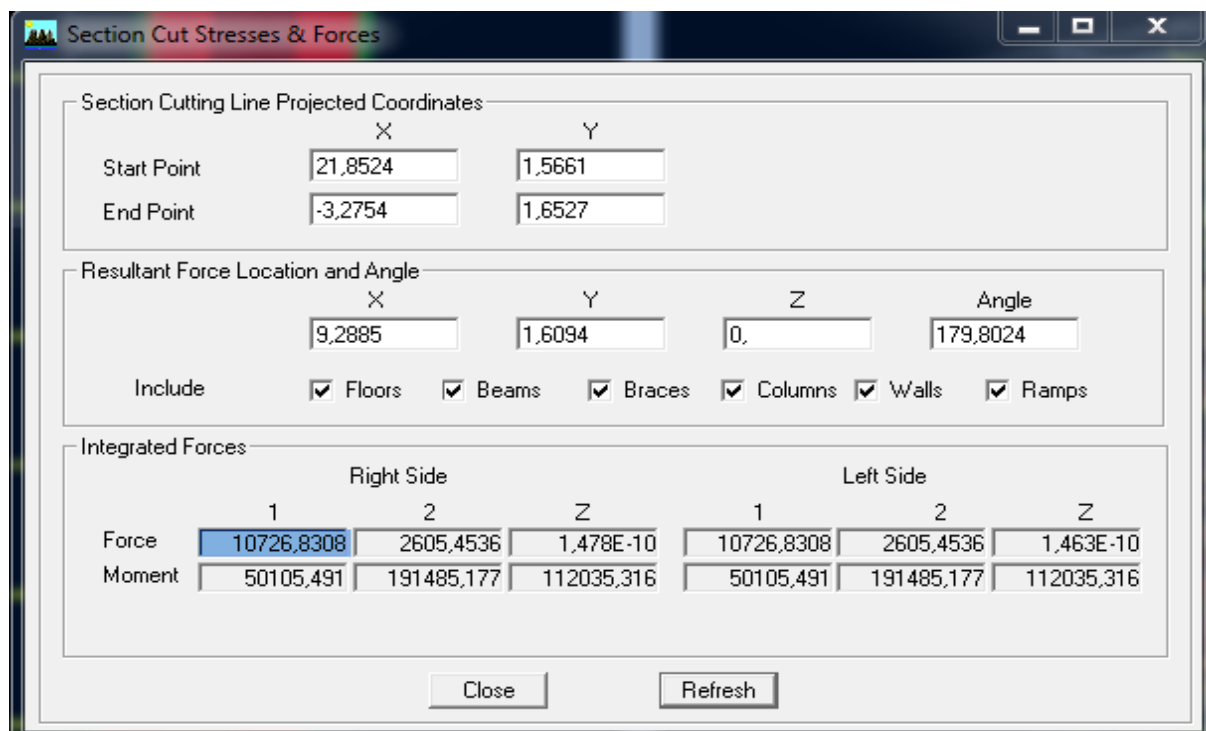


Figure IV-42 : L'effort de la charge  $E_x$  repris par l'ensemble.

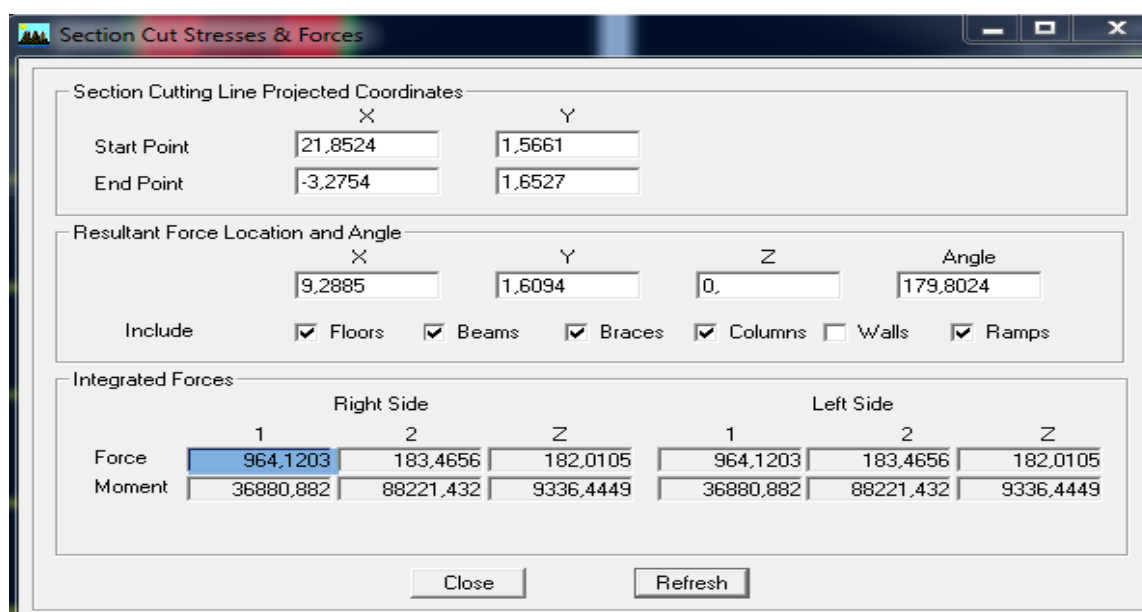


Figure IV-43: L'effort de la charge  $E_x$  repris par les portiques.

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

### ❖ Analyse des résultats :

Effort repris par l'ensemble : 10726,8308(kN)

Effort repris par les portiques : 964,203(kN)

Le pourcentage repris par :

**Les portiques : 8,98%**

**Les voiles : 91,01%**

### b- Suivant Y-Y :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	22,7622	1,826
End Point	-0,7627	1,3061

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10,9998	1,5661	0,	181,266

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2793,8314	12223,6677	9,177E-11	2793,8314	12223,6677	8,655E-11
Moment	221321,476	52384,074	74531,236	221321,476	52384,074	74531,236

Close Refresh

Figure IV-44 : L'effort de la charge  $E_y$  repris par l'ensemble.

## Chapitre IV : Modalisation et Vérifications.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	22,4156	1,3928
End Point	-3,622	1,6094

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,3968	1,5011	0,	179,5233

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	215,8467	776,3562	229,6495	215,8467	776,3562	229,6495
Moment	126596,817	17507,0709	4530,6069	126596,817	17507,0709	4530,6069

Close Refresh

Figure IV-45 : L'effort de la charge  $E_y$  repris par les portiques.

### ❖ Analyse des résultats :

Effort repris par l'ensemble: 12223,6677(kN)

Effort repris par les portiques : 776,3562(kN)

Le pourcentage repris par :

**Les portiques : 6,35%**

**Les voiles : 93.64%**

→ **Donc notre structure est contreventée par voile.**

### ✚ Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que l'exigence du RPA a été observée :

- Le pourcentage de la participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- L'effort normal aux niveaux des poteaux.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P- $\Delta$ .

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

### Introduction :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément à 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

d'une quantité :  $e = \frac{M}{N}$

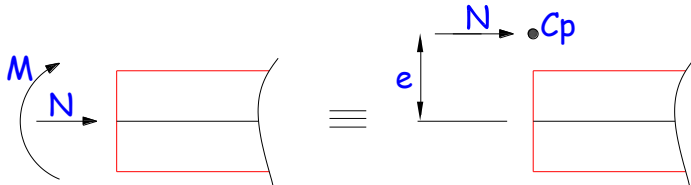


Figure V-1-1 : L'application l'effort normal.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Une section soumise à la flexion composée peut être entièrement tendue, partiellement comprimée et entièrement comprimée.

Les sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

- **Combinaisons de charges :**

Selon le BAEL 91 
$$\begin{cases} ELU : 1,35 G + 1,5 Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

Selon le RPA version 2003 
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

### V-2-1) Les Recommandations du RPA99 modifié 2003 :

#### A- Pour les armatures longitudinales :(Art.7.4.2.1 RPA 99/V2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :
- **Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0,9% bXh(en zone III) :**
  - **Poteaux (50x50) :**  $A_{\min} = 0,009 \times 50 \times 50 = 22,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
  - **Poteaux (45x45) :**  $A_{\min} = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,23 \text{ (cm}^2\text{)}$
  - **Poteaux (40x40) :**  $A_{\min} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\%bXh$ (en zone III) :
  - Poteaux (50x50) :  $A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ (cm}^2\text{)}$
  - Poteaux (45x45) :  $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
  - Poteaux (40x40) :  $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\%bXh$  (en zone III) :
  - Poteaux (50x50) :  $A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ (cm}^2\text{)}$
  - Poteaux (45x45) :  $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ (cm}^2\text{)}$
  - Poteaux (40x40) :  $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $50\phi$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm en zone III**.
- La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} )$$

$(h_1 ; b_1)$ : section de poteau

$h_e$  : hauteur d'étage

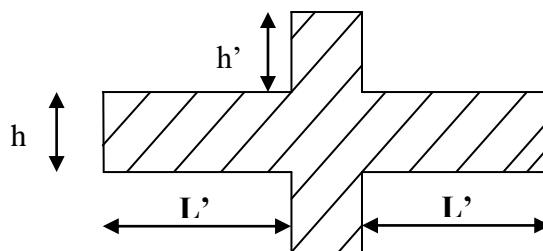


Fig. (V.2.2) : Zone nodale des poteaux

Sections des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min} = 0,9\% \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Pourcentage maximal	
		Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$	Zone de recouvrement $A_{max} = 0,06 \times b \times h$
(50 X 50)	22,5	100	150
(45 X 45)	18,23	81	121,5
(40 X 50)	14,4	64	96

Tableau V-2-1 : sections minimales et maximales dans les poteaux.

### B- Pour les armatures Transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$

**Avec :**

$T_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$  Si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  Si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales. 
$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

En zone nodale  **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

En zone courante  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

- La quantité d'armatures transversales minimale ( $\frac{A_t}{S_t \times b}$  en %) est donnée comme suit:

**Si :**  $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{\min} = 0,3\% S_t b_1$

**Si :**  $\lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_{\min} = 0,8\% S_t b_1$

**Si :**  $3 < \lambda_g < 5$  : Par interpolation entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

**Avec :** **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**$l_f$**  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  **$10 \Phi_1$**  minimum .

### V-2-2) Résultat des sollicitations :

Les efforts (M, N) obtenues avec le logicielle ETABS sont donné dans les tableaux suivant :

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

Sélection des M et N pour chaque niveaux.

### V-2-3) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

- Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N : étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

#### ❖ 1<sup>er</sup> Cas section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

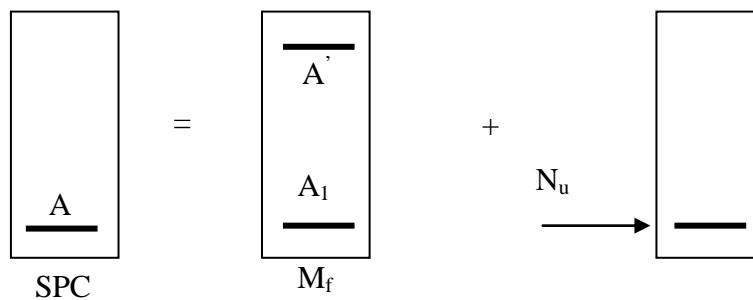
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

**Avec :**

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

$M_f$  : Moment fictif.



**Figure V-2-3 : Section d'un poteau à SPC**

- Calcul des armatures :

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

**Si** :  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  .....la section est simplement armée (SSA).

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$

$\left\{ \begin{array}{l} (-) \Rightarrow N : \text{Effort de compression} \\ (+) \Rightarrow N : \text{Effort de traction} \end{array} \right.$

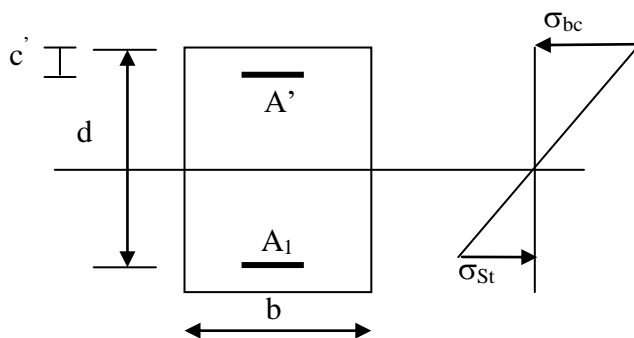
**Si** :  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  .....la section est doublement armée (SDA).

et on calcul :  $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



**Avec :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

❖ **2<sup>ème</sup> Cas Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

Comme on doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\underline{\mathbf{A}}/\text{Si} : \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma_s}$  ;  $A_2 = 0$

**Avec :**

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\underline{\mathbf{B}}/\text{Si} : N_u (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

• **Remarque :**

**Si:**  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

**Avec :**

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

• **Exemple de calcul dans le sens M2 :**

• **Pour les poteaux 50x50cm<sup>2</sup> :**

$$N_{\min} = N_U = |-1175,84| \text{kN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = M_U = -5,027 \text{kN.m}$$

✓ **Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{5,027}{1175,84} = 0,0042 \text{m} < \left( \frac{h}{2} - c \right) = \left( \frac{0,50}{2} - 0,02 \right) = 0,23 \text{m} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ **Calcul du moment fictif :**

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 5,027 + 1175,84(0,23) = 271,56 \text{ kN.m}$$

✓ **Calcul de:**

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c) b h f_{bu}$$

$$X = (0,337h - 0,81c) b h f_{bu} = [(0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,02) \times 0,50 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3] = 540,66 \text{ kN.m}$$

$$Y = N_u (d - c') - M_f = 1175,84 \times (0,48 - 0,02) - 271,56 = 271,56 \text{ kN.m}$$

Y > X ⇒ **Condition vérifiée**

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

✓ **Calcul de :**

$$\left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} = \left( 0,5 - \frac{0,02}{0,5} \right) \times 0,5 \times 0,5^2 \times 14,2 \times 10^3 = 816,5 \text{ kN.m}$$

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} = 540,66 < N_u (d - c') - M_f = 271,56 < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} = 816,5 \text{ kN.m}$$

⇒ **Condition vérifiée**

✓ **Calcul des armatures :**

$$A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{1175,84(0,48 - 0,02) - 271,56}{0,5 \times 0,5^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0,02}{0,5}} = 0,623$$

$$A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{1175,84 - 0,623 \times 0,5 \times 0,5 \times 14,2 \times 10^3}{348 \times 10^3} = 0,002 = 0$$

et  $A_2 = 0$

• **Remarque :**

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux :

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

**Zone I :** sous-sol et RDC.

**Zone II :** 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.

**Zone III :** du 4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage.

### ❖ Ferrailage des poteaux à ELU :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

#### Poteaux50X50 (cm<sup>2</sup>):

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S-SOL etRDC	-1175,84	-5 ,027	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-333,67	-0,492	S.E.C	0	0			
	-62279	28,93	S.E.C	0	0			

#### Poteaux45X45 (cm<sup>2</sup>):

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
1 <sup>er</sup> à3 <sup>ème</sup> etage	-901,33	-3,636	S.E.C	0	0	18,23	4HA16+4HA20	20,60
	-240,78	-0,37	S.E.C	0	0			
	-450,74	20,926	S.E.C	0	0			

#### Poteaux40X40 (cm<sup>2</sup>):

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
4 <sup>ème</sup> à 7 <sup>ème</sup> etage	-505,79	-7,567	S.E.C	0	0	14,40	8HA16	16,08
	-19,53	-2,366	S.E.C	0	0			
	-73,17	-45,462	S.P.C	0	2,13			

### V-2-4) Vérifications à l'ELU :

- Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

D'après les règles duBAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales «  $\theta t$  » est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ (mm)}. \text{ Soit : } \phi_t = 8 \text{ (mm)}.$$

- Avec :  $\phi_t$  Diamètre maximum des armatures longitudinales.

On adopte pour  $4\phi 8 = 2,01 \text{ (cm}^2\text{)}$ .

- **Espacement maximal des armatures transversales (Art.7.4.2.RPA2003) :**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «  $S_t$  » des armatures transversales comme suit :

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min[10\phi_l^{\min}, 15 \text{ (cm)}] \rightarrow S_t \leq \min[16 \text{ (cm)}, 15 \text{ (cm)}]$ .

On adopte :  $S_t = 10 \text{ [cm]}$  .

- **Zone courante :**  $S_t \leq [15\phi_l^{\min}] = [15 \times 1,6] = 24 \text{ (cm)}$ .

On adopte :  $S_t = 15 \text{ [cm]}$  .

**Avec :**  $\phi_l = 14 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Art 7.4.2.2 RPA99/V2003})$$

L'élançement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$

D'après l'RPA :

Si :  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si :  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si :  $3 < \lambda_g < 5$  ..... Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

**Avec :**

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **Calcul de  $\lambda_g$  et  $A_t^{\min}$ :**

**Poteau (50×50) cm<sup>2</sup> :**

➤ **Pour le sous-sol:**  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 352}{50} = 5,068 > 5$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1 = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{CV}$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{NV}$

On adopter alors :  $4\phi 10 = 3,15 \text{ (cm}^2\text{)}$

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

➤ Pour RDC:  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 306}{50} = 4,32 \quad 3 < \lambda_g < 5 \quad \Rightarrow$   
 $\Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,44\%$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 50 = 2,2 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \text{ CNV} \quad \Rightarrow$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 15 \times 50 = 3,3 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{ CNV}$

On adopter alors **4Ø10=3,15cm<sup>2</sup>** et un espacement **12cm** donc :

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 50 = 2,2 \text{ cm}^2 < 3,15 \text{ cm}^2$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 12 \times 50 = 2,64 \text{ cm}^2 < 3,15 \text{ cm}^2$

**Poteau de (45×45) cm<sup>2</sup> :**

➤ Pour 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 306}{45} = 4,80 \quad \Rightarrow \quad 3 < \lambda_g < 5$$

$$\Rightarrow A_t / (b \times S_t) = 0,44\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 45 = 1,98 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{ CV}$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 15 \times 45 = 2,97 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{ CNV}$  on adopter alors **4Ø10=3,15cm<sup>2</sup>**

**Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> :**

➤ Pour 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 306}{40} = 5,40 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{ CV}$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{ CV}$

- **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est : **L<sub>r</sub> = 40Φ**

✓ **Pour les HA20 :**

- $\Phi 20 \Rightarrow L_r = 40 \quad \Phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ (cm)} \quad \longrightarrow \quad L_r = 80 \text{ (cm)}$

✓ **Pour les HA16 :**

- $\Phi 14 \Rightarrow L_r = 40 \quad \Phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ (cm)} \quad \longrightarrow \quad L_r = 70 \text{ (cm)}$

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

- **Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 RPA 99/V2003).**

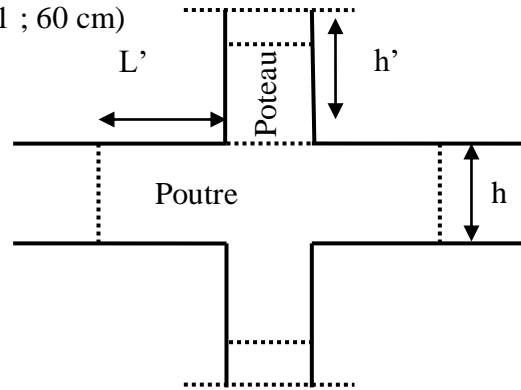
**Au niveau des poutres :**  $L' = 2 h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ ;

**Avec :**  $h =$  hauteur de la poutre

**Au niveau des poteaux :**  $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

**Avec:**  $h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$h_1$  et  $b_1$  : dimensions du poteau



**Figure VI-2-4 : Délimitation de la zone nodale**

- ✓ **Poteaux (50x50) :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm})\right) \quad h' = \max\left(\frac{352-35}{6}; 50; 50; 60\right) = \max(52,83; 50; 50; 60) = 71,16(\text{cm}) \longrightarrow h' = 60(\text{cm})$$

- ✓ **Poteaux (45x45) :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm})\right) \quad h' = \max\left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60\right) = \max(45,16; 45; 45; 60) = 60(\text{cm}) \longrightarrow h' = 60(\text{cm})$$

- ✓ **Poteaux (40x40) :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm})\right) \quad h' = \max\left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60\right) = \max(45,16; 40; 40; 60) = 60(\text{cm}) \longrightarrow h' = 60(\text{cm})$$

- **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2/RPA99) :**

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

**Avec :**

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

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

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

### ❖ Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'élancement géométrique du poteau.

$l_f$  : longueur du flambement du poteau.

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :  $f_{c28} = 25$ (MPa)

#### ✓ Poteaux 50x50:

$$V_u = 19,29 \text{ (KN)}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{19,29 \times 10^3}{500 \times 480} = 0,08 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_b = 0,08 \text{ (MPa)} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ (MPa)}$$

La condition est vérifiée

#### ✓ Poteaux 45x45:

$$V_u = 25,28 \text{ (KN)}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{25,28 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,13 \text{ (MPa)} \leq \tau_{bu} = 1,00 \text{ (MPa)}$$
 La condition est vérifiée

#### ✓ Poteaux 45x45:

$$V_u = 32,69 \text{ (KN)}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{32,69 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,21 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_b = 0,21 \text{ (MPa)} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ (MPa)}$$

La condition est vérifiée

#### • Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers a haute adhérence.

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

**Pour les HA20 :** 
$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ (cm)}$$

**Pour les HA 16 :** 
$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ (cm)}$$

### V-2-5) Vérification à l'ELS :

#### 1. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times bd$$

Les vérifications seront résumées dans les tableaux suivants :

Section (cm <sup>2</sup> )	Comb	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6 (m)	Nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Obs	ferrailage
40x40	ELS	-365,89	-6,144	0,016	0,066	SEC	4,52	12.80	cv	10HA14
		-14,16	-1,731	0,122	0,066	SEC	4,56		cv	
		-53,58	-32,962	0,615	0,066	SPC	4,77		cv	
45x45	ELS	-651,19	-7,349	0,011	0,075	SEC	5,57	16.20	cv	10HA16
		-176,57	-0,356	0,002	0,075	SEC	5,74		cv	
		-247,42	26,704	0,10	0,075	SPC	5,79		cv	
50x50	ELS	-849,41	-3,636	0,004	0,083	SEC	7,13	20	cv	12HA16
		-240,78	-0,497	0,005	0,083	SEC	7,13		cv	
		-450,74	20,926	0,041	0,083	SEC	7,15		cv	

**Tableau V-2-5 : vérification de la condition de non fragilité sous M2.**

#### 2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ (MPa)}.$$

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$   $\longrightarrow$  section entièrement comprimée.

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$   $\longrightarrow$  section partiellement comprimée.

- Vérification d'une section partiellement comprimée :

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$ .

**Avec :**

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90 \cdot A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90 \cdot A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

Si :  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{ty_2} \xrightarrow{\frac{p}{4u}}$ .

Si :  $\Delta < 0 \implies$  l'équation admet trois racines.

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right).$$

**Avec :**

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \sigma_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

– Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

---

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s(0.5h-d') - A_s \times (d-0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times \left( A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2 \right) \quad \left. \vphantom{I} \right\}$$

✚ Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (h/2 - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (h/2 - X_G)}{I}$$

Nous vérifions que :  $\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux

Zone	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sens	Sollicitation	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e <sub>s</sub> [m]	h/6 [m]	Nature	σ <sub>b</sub> sup [MPa]	σ <sub>b</sub> inf [MPa]	σ <sub>bc</sub>	Obs	σ <sub>st</sub>	σ <sub>s</sub> sup [MPa]	σ <sub>s</sub> inf [MPa]	Obs
Zone III	40x40	X-X	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	<b>-365,89</b>	-6,144	0,016	0,066	SPC	2,16	1,46	15	CV	348	31,8	22,4	CV
			N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	<b>-14,16</b>	-1,731	0,122	0,066	SPC	0,17	0	15		348	2,41	0,39	
			M <sub>max</sub> → N <sub>corr</sub>	-53,58	<b>-32,962</b>	0,615	0,066	SPC	2,48	0	15		348	32,5	-50,8	
Zone II	45x45	X-X	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	<b>-651,19</b>	-7,349	0,011	0,075	SPC	2,97	2,34	15	CV	348	44,2	35,5	CV
			N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	<b>-125,5</b>	-0,356	0,002	0,075	SPC	0,53	0,5	15		348	7,89	7,47	
			M <sub>max</sub> → N <sub>corr</sub>	-247,42	<b>26,704</b>	0,10	0,075	SPC	2,17	0	15		348	31	-0,83	
Zone I	50x50	X-X	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	<b>-849,41</b>	-3,636	0,000	0,083	SEC	3,02	52,78	15	CV	348	45,2	41,9	CV
			N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	<b>-240,78</b>	-0,37	0,000	0,083	SEC	0,84	0,81	15		348	12,5	12,2	
			M <sub>max</sub> → N <sub>corr</sub>	-450,74	<b>20,926</b>	0,041	0,083	SPC	2,24	0,84	15		348	32,8	13,4	

**Tableau VI-2-7 : Vérification de la contrainte du béton**

## Chapitre V : Ferrailage des poteaux

Zone	Section [cm <sup>2</sup> ]	Sens	Sollicitation	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e <sub>s</sub> [m]	h/6 [m]	Nature	σ <sub>b</sub> sup [MPa]	σ <sub>b</sub> inf [MPa]	σ <sub>bc</sub>	Obs	σ <sub>st</sub>	σ <sub>s</sub> sup [MPa]	σ <sub>s</sub> inf [MPa]	Obs
Zone III	40x40	Y-Y	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-939,9	0,877	0,000	0,066	SEC	4,69	4,59	15	CV	348	70,3	68,9	CV
			N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	-199,64	-5,754	0,028	0,066	SPC	0,66	1,31	15		348	10,4	19,2	
			M <sub>max</sub> → N <sub>corr</sub>	-425,92	<b>30,83</b>	0,072	0,066	SPC	3,86	0,35	15		348	55,2	7,84	
Zone II	45x45	Y-Y	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-1422,21	0,858	0,000	0,075	SEC	5,84	5,77	15	CV	348	87,5	86,5	CV
			N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	-423,72	-5,262	0,012	0,075	SPC	1,5	1,96	15		348	22,8	29	
			M <sub>max</sub> → N <sub>corr</sub>	-745,82	<b>31,177</b>	0,041	0,075	SPC	4,43	1,73	15		348	64,6	27,8	
Zone I	50x50	Y-Y	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	-1875,49	0,25	0,000	0,083	SEC	6,42	6,4	15	CV	348	96,3	96	CV
			N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	-593,96	3,636	0,006	0,083	SPC	2,15	1,91	15		348	32,1	28,8	
			M <sub>max</sub> → N <sub>corr</sub>	-1359,6	<b>42,831</b>	0,031	0,083	SPC	6,08	3,21	15		348	89,5	49,9	

**Tableau VI-2-8 : Vérification de la contrainte du béton dans le sens M3**

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

---

### Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

### VI-1) Recommandations du RPA99 version 2003 :

#### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0,5% en toute section.

✓ **Poutre principales de (30x35) :**

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{cm}^2$$

✓ **Poutre secondaire de (30x35) :**

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales de (30x45) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{cm}^2 \text{(en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2 \text{(en zone de recouvrement).}$$

✓ **Poutres secondaires de (30x35) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{cm}^2 \text{(en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2 \text{(en zone de recouvrement)}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø** en zone **III**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

### b) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre ( $\phi$ ) des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI-1-1) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

#### a) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

#### • Situation courante

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2 \text{ (Mpa)} \\ \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ (Mpa)} \end{array} \right.$$

#### • Situation accidentelle

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 21,74 \text{ (Mpa)} \\ \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ (MPa)} \end{array} \right.$$

#### b) Calcul des moments réduits limite :

$$\left. \begin{array}{l} f_e E400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \mu_l = 0,392$$

On distingue deux cas :

A/Si :  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  section simplement armée **SSA**

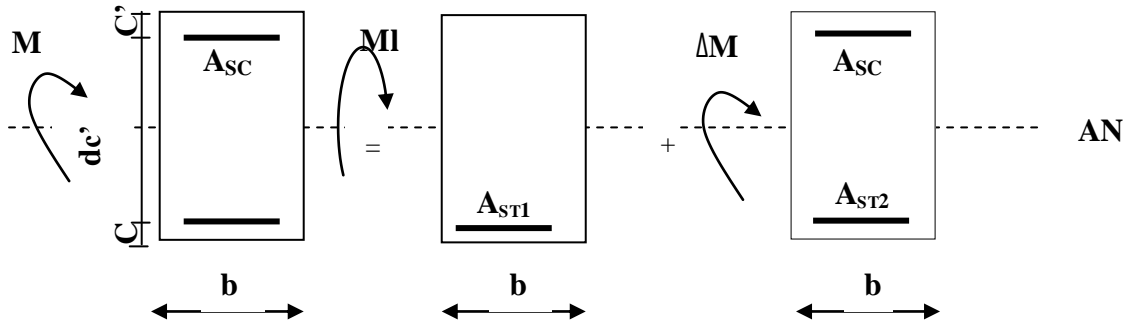
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{sc} = 0$

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

---

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**B/Si :**  $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée **SDA**



**Figure VI-1-1 : ferrailage des poutres.**

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

✚ Les poutres principales :

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
7 <sup>ème</sup> étage	ELU	36.25	0,0572	SSA	0.989	2,82	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
6 <sup>ème</sup> étage	ELU	36.34	0.0539	SSA	0.989	2.66	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
5 <sup>ème</sup> étage	ELU	38.84	0.0442	SSA	0.989	2.83	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
4 <sup>ème</sup> étage	ELU	38.77	0.0575	SSA	0.985	2.84	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
3 <sup>ème</sup> étage	ELU	38.53	0.0571	SSA	0.986	2.82	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
2 <sup>ème</sup> étage	ELU	38.18	0.0566	SSA	0.986	2.79	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
1 <sup>ème</sup> étage	ELU	37.83	0.0561	SSA	0.986	2.77	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
RDC	ELU	42.83	0.0635	SSA	0.984	3.14	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
S-SOL	ELU	42.38	0.0729	SSA	0.981	3.61	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$

Tableau VI-1-1 : Ferrailage des poutres principales (en travée)

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
7 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-139,74	0.1591	SSA	0.958	9,16	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$
6 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-134.75	0.1534	SSA	0.960	8.81	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$
5 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-148.14	0.1687	SSA	0.956	9.15	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$
4 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-150.55	0.1713	SSA	0.955	9.10	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$
3 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-151.56	0.1726	SSA	0.955	9.01	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$
2 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	146.55	0.1669	SSA	0.956	9.13	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$
1 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-139.74	0.1591	SSA	0.958	9.16	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$
RDC	Combinaisons RPA+ELU	-127.52	0.1452	SSA	0.962	8.32	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$
S-SOL	Combinaisons RPA+ELU	-92.74	0.1056	SSA	0.973	5.99	5,25	3HA14+3HA14	9,24 $cm^2$

Tableau VI-1-2 : Ferrailage des poutres principales (aux appuis)

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

### ✚ Les Poutre Secondaire:

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	B	$A_{st}(cm^2)$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
7 <sup>ème</sup> étage	ELU	41,972	0.0488	SSA	0.988	2,66	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$
6 <sup>ème</sup> étage	ELU	46.876	0.0534	SSA	0.986	2.98	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$
5 <sup>ème</sup> étage	ELU	39.304	0.0448	SSA	0.989	2.49	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$
4 <sup>ème</sup> étage	ELU	39.515	0.045	SSA	0.989	2.51	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$
3 <sup>ème</sup> étage	ELU	40.123	0.0457	SSA	0.988	2.54	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$
2 <sup>ème</sup> étage	ELU	41.972	0.0488	SSA	0.988	2.66	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$
1 <sup>ème</sup> étage	ELU	47.889	0.0545	SSA	0.986	3.05	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$
RDC	ELU	50.12	0.0571	SSA	0.986	3.68	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$
S-SOL	ELU	41.567	0.0473	SSA	0.988	2.64	5,25	3HA14	4,62 $cm^2$

Tableau VI-1-3 : Ferrailage des poutres secondaire (en travée)

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	B	$A_{st}(cm^2)$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
7 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-64,52	0,139	SSA	0,925	4,583	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
6 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-64,313	0,139	SSA	0,925	5,376	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
5 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-68,098	0,147	SSA	0,921	5,570	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
4 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-71,473	0,154	SSA	0,916	6,038	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
3 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-70,481	0,152	SSA	0,917	6,059	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
2 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-70,404	0,152	SSA	0,917	6,065	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
1 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	-70,243	0,151	SSA	0,918	6,157	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
RDC	Combinaisons RPA+ELU	-65,214	0,141	SSA	0,924	5,835	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$
S-SOL	Combinaisons RPA+ELU	-63,146	0,136	SSA	0,927	5,487	5,25	3HA14+3HA12	8,01 $cm^2$

Tableau VI-1-4 : Ferrailage des poutres secondaire (aux appuis)

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

### VI-1-2) Vérification à l'ELU :

#### a) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise Conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \text{ avec } T_u^{\max} : \text{effort tranchant maximal à l'ELU}$$

$$\text{poutre principale : } \tau_u = \frac{103 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 1,04 \text{ (MPa)}$$

$$\text{poutre secondaire : } \tau_u = \frac{93 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 0,93 \text{ (MPa)}$$

#### b) Vérification de la tangente du béton :(5.1. 211 /BAEL91) :

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,20 \times 25}{1,5} = 3,33; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ (MPa)}$$

Poutres principale (30x35):  $\tau_u = 1,04 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ (MPa)}$  ... .. **Condition vérifiée**

Poutres secondaire (30x35):  $\tau_u = 0,93 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ (MPa)}$  ... .. **Condition vérifiée**

#### a) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

##### ◆ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{❖ Poutres principales : } T_u = 103 \text{ (kN)} \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ (kN)}$$

$$\text{❖ Poutres secondaires : } T_u = 93 \text{ (kN)} \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ (kN)}$$

##### ◆ Influence sur les armatures :

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$ .

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } 103 - \frac{151}{0,9 \times 0,33} = -406,90 < 0$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } 93 - \frac{142}{0,9 \times 0,33} = -385,11 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

### b) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.6.1. 3) :

$$\tau_e \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa. } \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{\max}}{0.9 \times d \times \Sigma u_i}$$

$\Sigma u_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

#### • Poutres principales :

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \Rightarrow \Sigma U_i = n. \pi. \varphi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3,14 = 24,49(\text{cm})$$

$$\tau_{se} = \frac{103 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33 \times 0.2449} = 1,41(\text{Mpa}) \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15(\text{MPa}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### • Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \Sigma U_i = n. \pi. \varphi = 13,188(\text{cm})$$

$$\tau_{se} = \frac{93 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33 \times 0.1318} = 2,37(\text{Mpa}) \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15(\text{MPa}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### c) Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.21) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84(\text{MPa}).$$

$$\text{pour les T}_{12} \quad l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25(\text{cm})$$

$$\text{pour les T}_{14} \quad l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29(\text{cm})$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) à 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 égal à 0,4  $l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Pour les T}_{12} \quad L_a = 0,4 \times 42,25 = 16,90(\text{cm}) \rightarrow L_a = 20(\text{cm})$$

$$\text{Pour les T}_{14} \quad L_a = 0,4 \times 49,29 = 19,71(\text{cm}) \rightarrow L_a = 20(\text{cm})$$

### d) Calcul des armatures transversales :

#### • Poutres principale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 1,28; 1,4; 3 \} = 1,28(\text{cm}).$$

On prend :  $\phi_t = 8(\text{mm})$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01(\text{cm}^2)$

#### ❖ Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(29,7\text{cm} ; 40\text{cm}) = 29,7(\text{cm}).$$

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

En prend:  $S_t = 15(\text{cm})$

➤ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

✓ Poutres principales :

◆ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right) = \min(8,75 ; 16,8) = 8,75(\text{cm})$$

On opte pour  $S_t=8(\text{cm})$

◆ Zone courante :

$$S_t \leq \min \frac{h}{2} = 17,5(\text{cm})$$

En prend:  $S_{t\max} = 15(\text{cm})$

✓ Poutres secondaires :

◆ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right) = \min(8,75 ; 16,8) = 8,75(\text{cm})$$

On opte pour :  $S_t=8(\text{cm})$

◆ Zone courante :

$$S_t \leq \min \frac{h}{2} = 17,5(\text{cm})$$

En prend:  $S_{t\max} = 15(\text{cm})$

➤ Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$
$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{ cm}$$

Avec :  $h$  : Hauteur des poutres.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

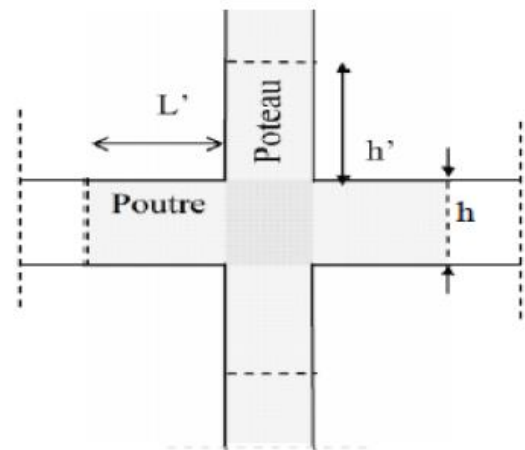


Figure VI.2 : Délimitation de la zone

Les poutres :

$L'=2 \times 35=70\text{cm}$  poutres principales (30x35).

$L'=2 \times 35=70\text{cm}$  poutres secondaires (30x35).

✚ Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui ou

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

d'encastrement.

- **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35(\text{cm}^2)$$

$$A_t = 2.01(\text{cm}^2) > A_t^{\text{min}}=1.35(\text{cm}^2)\dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

### VI-1-3) Vérifications à l'ELS :

- a) **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

- ✚ **Poutres principale (30x35) :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19$$

- ✚ **Poutres secondaire (30x35) :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

- b) **Vérification de la résistance du béton à la compression  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15(\text{MPa})$**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$\beta_1$  et  $k_1$  en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

		$M_s$ (KN.m <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
PP	En travée	30.26	8,01	0,80	23,76	0,871	163.99	6,90	15	Condition vérifié
	Aux appuis	45.07	9,24	0,93	21,76	0,864	116.15	5,33	15	Condition vérifié
PS	En travée	31.46	4,62	0,46	33,54	0,897	181.59	5,41	15	Condition vérifié
	Aux appuis	87.21	8,01	0,80	23,76	0,871	294.34	12,38	15	Condition vérifié

## Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.

---

### c) Etat limite de déformation :

- **Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

- ✓ **Valeurs limites de la flèche :**

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Poutres secondaire: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$$\text{Poutresprincipales : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

- ✓ **La flèche tirée par le logiciel ETABS est :**

$$\text{Poutressecondaire : } f = 0,05 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86$$

$$\text{Poutresprincipales : } f = 0,1 \text{ cm} < \bar{f} = 0,94$$

⇒ **Donc la flèche est vérifiée.**

- ✓ **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être 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 prolongée 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 porté.



# Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

## Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en trois zones de calcul :

- Zone I : Niveaux Sous-sol et RDC
- Zone II : Niveaux 1, 2 et 3
- Zone III : Niveaux 4, 5, 6 et 7

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \longrightarrow \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array}$$

$$\text{Selon le RPA 2003} \longrightarrow \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G\pm E \end{array}$$

## VII-1-Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

### ➤ 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

**B** : section du béton.

**I** : moment d'inertie du trumeau.

**V et V'** : bras de levier,  $V=V' = L \text{ voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats. Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{6}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

Avec : **h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l$$

$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

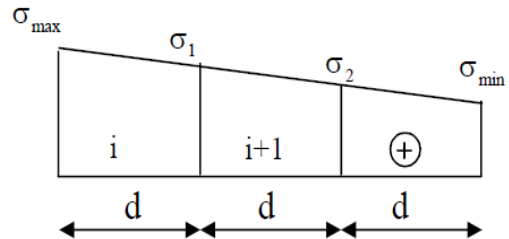
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **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.

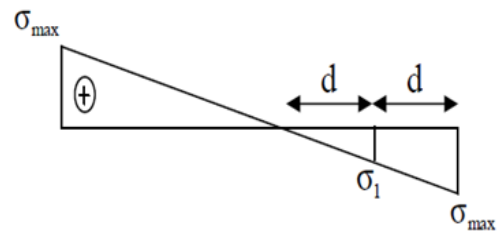


**Fig. VII-1 : Diagramme des contraintes sur les voiles**

➤ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

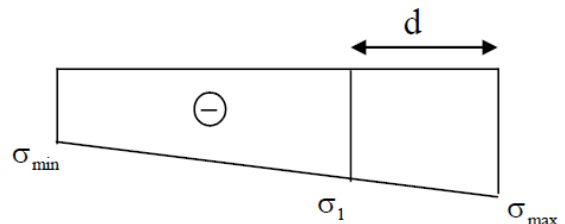
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**Fig. VII-2 : Diagramme des contraintes (S.P.C)**

➤ **Section entièrement tendue : (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**Fig. VII-3 : Diagramme des contraintes (S.E.T)**

a) **Armatures verticales :**

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$B$  : section du voile.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

➤ **Section partiellement comprimée :**

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

---

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

➤ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

**b) Armatures minimales :**

➤ **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

➤ **Pour une Section entièrement tendue:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

**Avec :**

**B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

**c) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\%B & \text{Globalement dans la section du voile.} \\ A_h \geq 0.10\%B & \text{En zone courante.} \end{cases}$$

**B** : Section du béton

**A<sub>v</sub>** : Section d'armature verticale.

**d) Armatures de montages :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

### e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec:  $T=1.4V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### f) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

#### ❖ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\}$$

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

Avec :

$e$  = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 (cm).

#### ❖ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### ❖ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

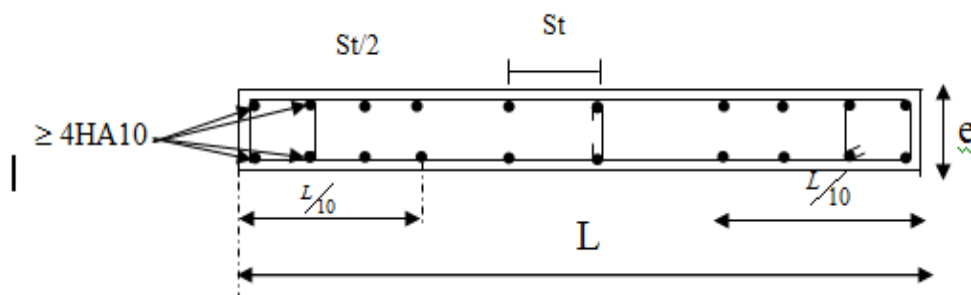


Fig. VII-4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VII-3-Vérification :

#### a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_B$$

$$\bar{\sigma}_B = 0.6f_{c28} = 15(\text{MPa})$$

Avec :

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal appliqué.

**B** : Section du béton.

**A** : Section d'armatures adoptée.

#### b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$$

$$V = 1.4V_{u.\text{calcul}}$$

Avec :

**b<sub>0</sub>** : 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 :

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

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

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{ej}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

#### ❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL1** de la zone I :

➤ Caractéristiques géométriques :

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

$L = 4,30 \text{ (m)}$ ,  $e = 0.20 \text{ (m)}$ ,  $B = 0.86 \text{ (m}^2\text{)}$ ,  $I = 0.97 \text{ (m}^4\text{)}$ ,  $V = V' = 0.625 \text{ (m)}$ .

$$\sigma_{max} = 2091.82 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$
$$\sigma_{min} = -6723.77 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

### ➤ Calcul de $l_c$ :

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l = \frac{4695,21}{4695,53 + 5164,53} \times 4,30 = 2,04 \text{ m} \rightarrow l_c = 2,04 \text{ m}$$

$$l_t = L - l_c = 4,30 - 2,04 = 2,26 \text{ m} \rightarrow l_t = 2,26 \text{ (m)}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur ( $d_1$  et  $d_2$ ) respectivement.

$$\text{Avec : } d_1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}l_c\right) = \min(1,66 \text{ m}; 1,36 \text{ m}) = 1,36 \text{ (m)}$$

$$\text{On prend : } d = l_t / 2 = 1,13 \text{ (m)}$$

### Longueur d'extrémité:

$$L/10 = 4,30/10 = 0,43 \text{ m} = 43 \text{ cm}$$

### ➤ Calcul de $N$ :

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (l_t - d) \times \frac{\sigma_{max}}{l_t} = (2,26 - 1,13) \times \frac{4695,21}{2,26} = 2347,635 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) \cdot d \cdot e = \left(\frac{4695,21 + 2347,635}{2}\right) \times 1,13 \times 0,20 = 795,84 \text{ (KN)}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{2347,635}{2} \times 1,13 \times 0,20 = 265,283 \text{ (KN)}$$

### ➤ Calcul des armatures :

#### ✚ Armatures verticales :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{795,84}{400} \times 10 = 19,896 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{265,283}{400} \times 10 = 6,63 \text{ (cm}^2\text{)}$$

#### ✚ Armatures minimales dans le voile :

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,002B\right\}$$

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{1,13 \times 0,20 \times 2,1}{400} \times 10^4; 0,002 \times 954\right\}$$

$$A_{min} \geq \max\{11,865; 4,52\} \Rightarrow A_{min} = 11,865 \text{ (cm}^2\text{)}$$

#### ✚ Armature de couture :

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 189,11 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 6,618 \text{ (cm}^2\text{)}$$

### ➤ Armature total :

- **Bande 1 :**  $A_{totl} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 21,55 \text{ (cm}^2\text{)}$  On adopte : 2x8HA14=24.62 (cm<sup>2</sup>)  
Avec : espacement de 15(cm)

- **Bande 2 :**  $A_{totl} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,28 \text{ (cm}^2\text{)}$  On adopte : 2x8HA12=18.1 (cm<sup>2</sup>)  
Avec : espacement de 15(cm)

### ✚ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_V}{4} = 6.15 \text{ (cm}^2\text{)}$

On adopte : 6HA12=6.78 cm<sup>2</sup> avec e = 15 (cm)

### ✚ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.  
On adopte 4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>) par m<sup>2</sup>.

### ✚ Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

## VII-4- Vérification à l'ELS :

### ➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

- **BAEL 91 :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d} = \frac{189,11 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3320} = 0,32 \text{ (Mpa)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ (Mpa)}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = 0,32 \text{ (Mpa)} < \bar{\tau}_u 3,26 \text{ (Mpa)} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d} = \frac{1,4 \times 189,11 \times 10^3}{200 \times 3320} = 0,39 \text{ (Mpa)}$$

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

---

$\tau_b = 0.39 \text{ (Mpa)} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ (Mpa)} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\tau}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ (Mpa)}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} = \frac{3157.23 \times 10^3}{0.86 \times 10^6 + 15 \times 24.62 \times 10^4} = 0.69 \text{ (Mpa)}$$

$\sigma_b = 0.69 < \bar{\tau}_b = 15 \text{ (Mpa)} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

➤ **Les voiles transversaux :**

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

- Voile VT1 :

Zones		ZONE I	ZONE II	ZONE III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,3	4,3	4,3	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,86	0,86	0,86	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4695,21	3209,24	3752,24	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5164,57	-3489,12	-3822,59	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	189,11	204,49	169,79	
	L <sub>t</sub> (m)	2,25	2,24	2,17	
	L <sub>c</sub> (m)	2,05	2,06	2,13	
	d (m)	1,126	1,120	1,085	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2347,605	1604,620	1876,120	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	793,14	539,11	610,67
		N <sub>2</sub>	264,381	179,704	203,556
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	19,83	13,48	15,27
		A <sub>v2</sub>	6,61	4,49	5,09
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,28	7,87	6,54
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	21,65	15,45	16,90
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	8,43	6,46	6,72
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,82	11,76	11,39
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	24,62	18,1	18,1
Bonde 2		18,1	12,56	12,56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2X8HA14	2X8HA12	2X8HA12
		Bonde 2	2X8HA12	2x8HA10	2X8HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde 1	15	15	15
		Bonde 2	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande	6,76	6,72	6,51	
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )	6,78	6,78	6,78	
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	6HA12	6HA12	6HA12	
St (cm)	15	15	15		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 épingles HA8		
	contrainte	$\tau_u$ (Mpa)	0,244	0,264	0,219
		$\tau_b$ (Mpa)	0,342	0,370	0,307
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3157,23	2761,12	1561,7
		$\sigma_b$ (Mpa)	3,42	3,05	1,72

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

➤ Les voiles transversaux :

- Voile VT1

Zones		ZONE I	ZONE II	ZONE III	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>	3,5	3,5	3,5	
	<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	
	<b>B (m)</b>	0,7	0,7	0,7	
<b>Sollicitations de calcul</b>	<b><math>\sigma_{max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	4454,27	2524,01	899,21	
	<b><math>\sigma_{min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	-4869,28	-2895,37	-1041,98	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>		425,62	605,34	515,27
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>		1,83	1,87	1,88
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>		1,67	1,63	1,62
	<b>d (m)</b>		0,914	0,935	0,939
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>		2227,135	1262,005	449,605
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	610,65	353,98	126,70
		<b>N<sub>2</sub></b>	203,549	117,992	42,234
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	<b>15,27</b>	<b>8,85</b>	<b>3,17</b>
		<b>A<sub>v2</sub></b>	<b>5,09</b>	<b>2,95</b>	<b>1,06</b>
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		16,39	23,31	19,84
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>19,36</b>	<b>14,68</b>	<b>8,13</b>
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+A<sub>vj</sub>/4</b>	<b>9,19</b>	<b>8,78</b>	<b>6,02</b>
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		9,60	9,82	9,86
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde1</b>	<b>24,62</b>	<b>18,1</b>	<b>12,56</b>
<b>Bonde 2</b>		<b>18,1</b>	<b>12,56</b>	<b>12,56</b>	
<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde1</b>	<b>2X8HA14</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA10</b>
		<b>Bonde 2</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA10</b>	<b>2X8HA10</b>
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bonde1</b>	10	10	10
		<b>Bonde 2</b>	10	10	10
	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm<sup>2</sup>)/bande</b>		5,48	5,61	5,64
	<b>A<sub>H</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		5,65	5,65	5,65
	<b>Choix des barres/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>5HA12</b>	<b>5HA12</b>	<b>5HA12</b>
<b>St (cm)</b>		<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversal</b>		<b>4 épingles HA8</b>		
	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u</math>(MPa)</b>	0,676	0,961	0,818
		<b><math>\tau_b</math>(MPa)</b>	0,946	1,345	1,145
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	2586,28	2044,26	3157,23
		<b><math>\sigma_b</math>(MPa)</b>	<b>3,38</b>	<b>2,74</b>	<b>4,28</b>



### Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure pour transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ❖ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour des sols de grande capacité, réalisées près de la surface, les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

#### ❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

### VIII-1) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- la contrainte admissible du sol est :  $\sigma_{sol} = 1.10\text{bars}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VIII-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le terrassement du sol.

### VIII-3) Dimensionnement :

#### a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

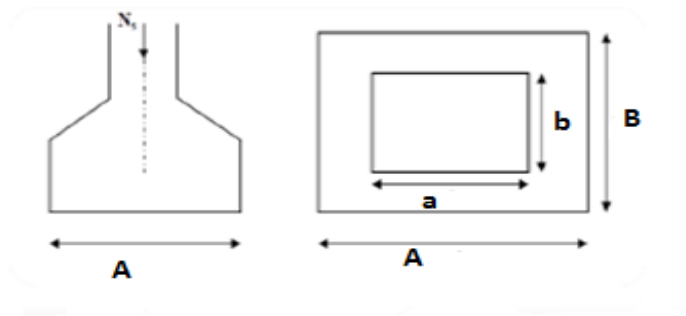


Figure VIII-1: Schéma statique de la fondation.

#### ➤ Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

#### • Avec :

B : largeur de la semelle.

A : longueur de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$N_s$  : Effort normal à l'ELS.

#### ✓ Exemple de calcul :

$$\sigma_{sol} = 1.10 \text{ bars} = 0,110 \text{ MPa} = 110 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$$N_s = 1204,65 \text{ (KN)}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1204,65}{110}} = 3.31 \text{ (m)} \longrightarrow \mathbf{B= 3.31(m)}.$$

### ❖ Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, donc il faut opter pour des semelles filantes.

### b) Semelles filantes :

#### ✚ Semelles sous poteaux :

##### • Hypothèses de calcul :

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante de charges agissantes sur la semelle.

##### ✓ Etape de calcul :

- déterminer la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- déterminer la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
  - Si :  $e < \frac{L}{6}$  → répartition trapézoïdale.
  - Si :  $e > \frac{L}{6}$  → répartition triangulaire.

$$\begin{cases} \sigma_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) \\ \sigma_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) \\ \sigma_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) \end{cases}$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$\mathbf{B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}}$$

✓ **Exemple de calcul :**

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Poteau	N <sub>s</sub> (KN)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> e <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i</sub> (KN.m)
C <sub>5</sub>	800,81	-9,895	-7924,01	8,29
C <sub>10</sub>	1204,65	-5,195	-6258,15	-1,99
C <sub>15</sub>	777,42	-1,475	-1146,69	-2,93
C <sub>20</sub>	830,07	1,475	1224,35	4,21
C <sub>25</sub>	1022,60	5,195	5312,40	2,79
C <sub>30</sub>	838,45	9,895	8296,46	-8,024
∑	5474	/	-295,64	2,346

**Tableau VIII-2: Détermination de la résultante des charges.**

**1) Détermination de la résultante des charges R :**

$$R = \sum N_i = 5474 \text{ (KN)}.$$

**2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-295,64 + 2,346}{5474} = 0,05 \text{ (m)}.$$

**3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = 0,05 \text{ (m)} < \frac{L}{6} = \frac{4,3}{6} = 0,71 \text{ (m)}.$$

→ Nous avons répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5474}{19,79} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,05)}{19,79}\right) = 272,41 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5474}{19,79} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,05)}{19,79}\right) = 280,80 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5474}{19,79} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,05)}{19,79}\right) = 278,70 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

**4) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{\sigma\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{278,70}{110} = 2,53 \text{ (m)}$$

- **Soit : B=2,53(m)**

On aura : **S<sub>s</sub> = B × L**

$$S = B \times L = 2,53 \times 19,79 = 50,06 \text{ (m}^2\text{)}$$

La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 50,06 \times 5 = 250,34 (\text{m}^2)$$

### Semelles filantes :

#### a) semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

**Avec :** B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

G : charge permanente revenant au voile considéré.

Q : charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol} = 0,11 \text{MPa}$ ).

#### ➤ Voile (sens longitudinal) :

Voile	$N_s$ (KN)	L(m)	B (m)	S ( $\text{m}^2$ )
VL <sub>1</sub> ; VL <sub>2</sub>	2024,28	3,5	3,36	11,76
VL <sub>4</sub> ; VL <sub>9</sub>	7275,93	1,5	2,76	4,14
VL <sub>3</sub> ; VL <sub>10</sub>	6502,96	1,5	3,60	5,40
VL <sub>6</sub> ; VL <sub>7</sub>	7348,9	1,5	4,26	6,39
VL <sub>5</sub> ; VL <sub>8</sub>	4617,9	1,5	7,28	10,92
Somme				38,61

**Tableau VIII-3: Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.**

➤ **Voile (sens transversal) :**

Voile	$N_s$ (KN)	L(m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )
VT <sub>1</sub> ; VT <sub>2</sub>	5857,97	4,30	3,70	15,91
VT <sub>5</sub> ; VT <sub>4</sub>	2307,91	2,64	2,45	6,468
VT <sub>3</sub> ; VT <sub>6</sub>	2164,28	2,64	2,31	6,09
Somme				28,48

**Tableau VIII-4: Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.**

La surface totale des semelles filantes sous voiles. →  $S_v = 38,61 + 28,48 = 67,09(m^2)$

- La surface totale des semelles filantes :  $S_t = S_p + S_v = 250,34 + 67,09 = 317,43(m^2)$ .
- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 19,79 \times 17,2 = 340,38(cm^2)$ .

**Calcul du rapport :**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{317,43}{340,38} = 0,93 = 93\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

La surface totale des semelles représentent 93 % de la surface du bâtiment.

 **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes est supérieure à 50 % de la surface de sol d'assise donc on opte pour un radier comme fondations.

### VIII-4) Etude du radier :

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par des poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

 **Pré dimensionnement :**

➤ **Epaisseur du tablier :**

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} \quad \text{et : } l_{max} = 4,70 (m)$$

- *Avec* :  $l_{max}$ : Portée maximale.

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23,5 (cm)$$

Soit :  $h_d = 40(\text{cm})$ .

➤ Nervure (poutre) :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 (\text{cm}).$$

soit:  $h_n = 80 (\text{cm})$ .

La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \implies 0.4(80) \leq b_n \leq 0.7(80) \implies 32(\text{cm}) \leq b_n \leq 56 (\text{cm}).$$

Soit :  $b_n = 50(\text{cm})$ .

✚ Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80(\text{cm})$  ..... Nervure.

$h_d = 40(\text{cm})$  ..... Dalle.

$b_n = 50(\text{cm})$  ..... Largeur de la nervure.

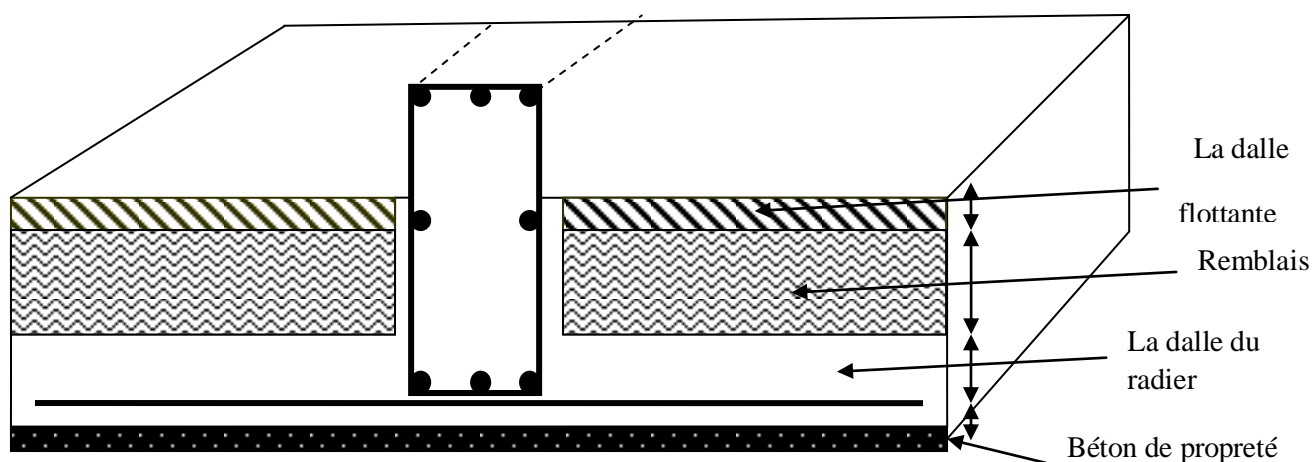


Figure VIII-5: Vue schématique de la coupe verticale du radier général

### ➤ Détermination de la surface nécessaire du radier :

#### ❖ Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des Planchers.

- ✓ Charge permanente :  $G_{bat}=20308,62(KN)$ .
- ✓ Surcharge d'exploitation :  $Q_{bat}= 6125,95(KN)$ .

#### ▪ Combinaisons d'actions :

- ✓ L'ELU :  $N_U=1.35G + 1.5Q = 36605,56(KN)$ .
- ✓ L'ELS :  $N_S=G+Q = 26434,57(KN)$ .

#### ▪ Calcul de la surface du radier :

- ✓ L'ELU :  $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{36605,56}{1.33 \times 110} = 250,21 (m^2)$ .
- ✓ L'ELS :  $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{26434,57}{110} = 240,31 (m^2)$ .

D'où :  $S_{rad}=\max ( S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS} )= 250,21 (m^2)$ .

$S_{bat}=340,38 (m^2) > S_{rad}=250,21(m^2)$ .

#### ✚ Remarque :

On remarque que la surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on opte pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 40 (cm).$$

On ajoute au radier un débord :  $L_{deb} = 50 (cm)$  dans les 4 sens.

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{deb} = (19,79 \times 0,5 \times 2) + (17,2 \times 0,5 \times 2) = 36,99(m^2)$$

$$S_{rad} = 340,38 + 36,99 = 377,37 (m^2)$$

### VIII-5) Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### ❖ Charges permanentes :

Poids de bâtiment :  $G=20308,62(KN)$

### ◆ Poids de radier :

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

$$Q_{\text{tot}} = Q (\text{superstructure}) + Q_{\text{Stockage}} \cdot S_{\text{radier}}$$

### ◆ Poids de la dalle:

$$P \text{ de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h.d \times \sigma_b = 377,37 \times 0,4 \times 25 = 3773,7(\text{KN})$$

### ◆ Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h.n - h.d) \cdot L \cdot n \cdot \sigma_b$$

$$P_{\text{nerv}} = ([0,5(0,8 - 0,4)]17,2 \times 6 + (0,5(0,8 - 0,4)19,79 \times 5))25 = 1010(\text{KN})$$

### ◆ Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \sigma_b$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (0,5 \times 17,2 \times 6) + (0,5 \times 19,79 \times 5) = 101,075(\text{KN})$$

$$P_{\text{TVO}} = (377,37 - 101,075) \times (0,8 - 0,4) \times 25 = 2762,95(\text{KN})$$

### ◆ Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \cdot e_p \cdot \sigma \cdot b$$

$$P_{\text{df}} = 377,37 \times 0,15 \times 25 = 1415,13(\text{KN}) \quad (e_p = 15\text{cm})$$

### ❖ Charge permanente apportée sur le radier GT:

$$G_{\text{rad}} = 2762,95 + 1010 + 3773,7 + 1415,13 = 8961,78(\text{KN})$$

### Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du bâtiment  $Q_{\text{bat}} = 6125,95(\text{kN})$
- Surcharge du radier  $Q_{\text{rad}} = 377,37 \times 2,5 = 943,42(\text{kN})$

### ❖ Charge d'exploitation apportée sur le radier QT:

$$Q_{\text{T}} = 6125,95 + 943,42 = 7069,37(\text{KN})$$

### ➤ Combinaison d'actions:

- A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(8961,78) + 1,5(7069,37) = 22702,46(\text{KN})$
- A l'ELS :  $N_s = G + Q = 8961,78 + 7069,37 = 16031,15(\text{KN})$

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right)$$

b=80 (cm);d=0.9h<sub>d</sub>=0.9x40=36(cm)

$$T_U^{max} = q_u \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{s_{rad}} \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{22702,46 \times 0,8}{377,37} \times \frac{4,7}{2} = 113,10 (kN)$$

$$\tau_u = \frac{113,10}{0,8 \times 0,36} = 392,71 kN/m^2 = 0.392(Mpa).$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5; 4Mpa\right) = 2.5(Mpa)$$

⇒  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  La condition est vérifiée.

**b) Vérification de la stabilité du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9,89 (m).$$

$$y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = 8,6 (m).$$

- **Avec :**

S<sub>i</sub> : Aire du panneau considéré.

S<sub>i</sub>; Y<sub>i</sub> : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{19,79 \times 17,2^3}{12} = 8391,69 (m^4).$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{17,2 \times 19,79^3}{12} = 11109,24 (m^4).$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j(k = 0) + T_j(k = 0) \times h$$

- Avec :

$M_j(\mathbf{k} = \mathbf{0})$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_j(\mathbf{k} = \mathbf{0})$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{Xi}, I_{Yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

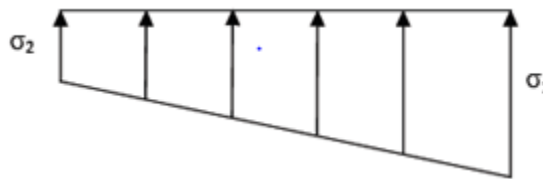
✓ **A L'ELU:**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33(\text{RPA99/2003 .Art.10.1.4.1})$

✓ **A L'ELS:**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

- Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

$V$  : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$N_u = 22702,46(\text{KN})$  ;  $N_s = 16031,15(\text{KN})$ .



**Figure VIII-4: Diagramme des contraintes sous radier.**

- Sens transversal :

- A l'ELU:

$$M_y = [51744,089 + (2692,6 \times 0,8)] = 53898,16(\text{KN.m})$$

$$\sigma_1 = \frac{22702,46}{377,37} + \frac{53898,16}{11109,24} \times 9,89 = 108,14(\text{KN/m}^2)$$

$$\sigma_2 = \frac{22702,46}{377,37} - \frac{53898,16}{11109,24} \times 9,89 = 12,17 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 108,14 + 12,17}{4} = 90,23 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad 1,33 \times \sigma_{sol} = 146 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$   $\longrightarrow$  **La condition est vérifiée.**

- **A P'ELS:**  $M_y = 53898,16 \text{ (KN.m)}$ .

$$\sigma_1 = \frac{16031,15}{377,37} + \frac{53898,16}{11109,24} \times 9,89 = 137,6 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = \frac{16031,15}{377,37} - \frac{53898,16}{11109,24} \times 9,89 = 5,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 137,6 + 5,5}{4} = 71,97 \text{ (KN/m}^2\text{)} \text{ et } 1,33 \sigma_{sol} = 146 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$   $\longrightarrow$  **La condition est vérifiée.**

- **Sens longitudinal :**

- **A P'ELU:**  $M_x = [50514,49 + (2692,6 \times 0,8)] = 52668,5 \text{ (KN.m)}$

$$\sigma_1 = \frac{22702,46}{377,37} + \frac{52668,5}{8391,69} \times 8,9 = 116,02 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = \frac{22702,46}{377,37} - \frac{52668,5}{8391,69} \times 8,9 = 4,3 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 4,3 + 116,02}{4} = 90,24 \text{ (KN/m}^2\text{)} \text{ et } 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 146 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$   $\longrightarrow$  **La condition est vérifiée.**

- **A P'ELS:**  $M_x = 52668,5 \text{ (KN.m)}$

$$\sigma_1 = \frac{16031,15}{377,37} + \frac{53898,16}{8391,69} \times 8,9 = 99,64 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = \frac{16031,15}{377,37} - \frac{52668,5}{8391,69} \times 8,9 = 14,68 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 99,64 + 14,68}{4} = 85,74 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad 1,33 \sigma_{sol} = 146 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$   $\longrightarrow$  **La condition est vérifiée.**

✚ **Conclusion** : toutes les contraintes sont vérifiées.

### VIII-6) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL91)**.

On considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

#### a) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas selon  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $L_x < L_y$

- 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $\alpha < 0.4 \implies$  Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; M_{0y} = 0$$

- 2<sup>eme</sup> cas :

Si :  $0.4 \leq \alpha \leq 1 \implies$  est flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

#### ➤ Moments fléchissant :

◆ Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

◆ Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

#### ✚ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

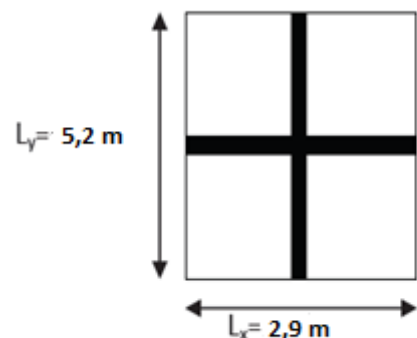
✓ **Lx = Identification du panneau le plus sollicité :**

Donc on le prend comme exemple de calcul :

$$L_x = 4,30 - 0,40 = 3,9(\text{m}).$$

$$L_y = 4,7 - 0,40 = 4,3(\text{m}).$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,9}{4,3} = 0,9$$



$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU:  $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 135,6 - \frac{8961,78}{377,37} \times 1m = 111,92 \text{ (KN/ml)}$ .
- A l'ELS:  $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 85,74 - \frac{8961,78}{377,37} \times 1m = 76,06 \text{ (KN/ml)}$ .

✓ **Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$v = 0 ; \rho = 0.9 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0458 . \\ \mu_y = 0,778 . \end{array} \right.$$

**On aura donc :**  $M_x = 0,0458 \times 111,92 \times 3,9^2 = 46,31 \text{ (KN.m)}$ .

$M_y = 0,778 \times 76,06 = 48,22 \text{ (KN.m)}$ .

✚ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

- **0.75** : pour les moments en travées.
- **0.50** : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- **0.30** : pour les moments sur appuis de rive.

✓ **Moments sur appuis intermédiaire :**

$M_{a-x} = 0.5 \times 46,31 = 23,15 \text{ (KN.m)}$ .

$M_{a-y} = 0.5 \times 48,22 = 24,11 \text{ (KN.m)}$ .

✓ **Moments sur appuis de rive :**

$M_{a-x} = 0.3 \times 46,31 = 13,89 \text{ (KN.m)}$ .

$M_{a-y} = 0.3 \times 48,22 = 14,46 \text{ (KN.m)}$ .

✓ **Moments en travée :**

$M_{t-x} = 0.75 \times 46,31 = 34,73 \text{ (KN.m)}$ .

$M_{t-y} = 0.75 \times 48,22 = 36,16 \text{ (KN.m)}$ .

**a) Ferrailage a l'ELU :**

**a.1) Ferrailage dans le sens x-x :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,15 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.012\beta = 0,994 \implies$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,15 \times 10^3}{0,994 \times 38 \times 348} = 1,76 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{ua} = 1,76 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

**Soit : 4HA14=6,15 (cm<sup>2</sup>/ml) avec : S<sub>t</sub>=25(cm)**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,73 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.019\beta = 0.991 \implies$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,73 \times 10^3}{0.991 \times 38 \times 348} = 2,65$$

$$A_{ua} = 2,65 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

**Soit : 4HA14=6,15 (cm<sup>2</sup>/ml) avec S<sub>t</sub>=25(cm)**

### a.1) Ferrailage dans le sens y-y :

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24,11 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.012\beta = 0,994 \implies$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,11 \times 10^3}{0.994 \times 38 \times 348} = 1,83$$

$$A_{ua} = 1,83 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

**Soit : 4HA14=6,15 (cm<sup>2</sup>/ml) avec S<sub>t</sub>=25(cm)**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36,16 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0,018 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

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

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,16 \times 10^3}{0,991 \times 38 \times 348} = 2,75$$

$$A_{ua} = 2,75 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

Soit : 4HA14=6,15 (cm<sup>2</sup>/ml) avec S<sub>t</sub>=25(cm)

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**b) Vérification à l'E.L.U :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2} \text{ avec } \rho_0 = 0,0008 \quad \text{pour HAFe400}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,9}{2} = 3,36 \text{ (cm}^2\text{)}$$

		A[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>X-X</b>	Appuis	6,15	3,36	<b>Condition vérifiée</b>
	Travée			
<b>Y-Y</b>	Appuis	6,15	3,36	<b>Condition vérifiée</b>
	Travée			

**Tableau VIII-5: Vérification de la section minimale.**

❖ **Vérification des espacements :(BAEL91/A8.2, 42).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens x-x:**

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{(cm)} \quad \Rightarrow \quad St \leq \min \{120; 33\text{cm}\} = 33\text{(cm)}.$$

$$St = 15 \text{ (cm)} < 33\text{(cm)} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y:**

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = St \leq \min \{160; 45\text{cm}\} = 45\text{(cm)}.$$

$St = 15 \text{ (cm)} < 45 \text{ (cm)} \implies$  La condition est vérifiée.

### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_U = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{66,49 \times 4,3}{2} = 142,9 \text{ (KN)}$$

$$\tau_u = \frac{142,9 \times 10^{-03}}{0,8 \times 0,4} = 0,44 \text{ (Mpa)}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_u = 0,44 \text{ (Mpa)} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ (Mpa)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### c) Calcul et vérification à l'E.L.S :

#### ❖ Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

$$v = 0,2 ; \rho = 0,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{array} \right.$$

On aura donc :  $M_x = 0,0529 \times 61,99 \times 3,9^2 = 49,87 \text{ (KN.m)}$ .

$M_y = 0,846 \times 49,87 = 42,19 \text{ (KN.m)}$ .

#### ➤ Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 49,87 \times 0,5 = 24,93 \text{ (KN.m)}$ .

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 42,19 \times 0,75 = 31,64 \text{ (KN.m)}$ .

#### ➤ Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 42,19 \times 0,5 = 21,09 \text{ (KN.m)}$ .

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 42,19 \times 0,75 = 31,64 \text{ (KN.m)}$ .

### ❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15(Mpa).$$

$$\text{On : } \sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 38} = 0,17\beta = 0,933 \implies$$

$$K = \frac{1}{k} = \frac{1}{59,63} = 0.017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{24,93 \times 10^3}{0.933 \times 38 \times 6,15} = 144,33 (Mpa).$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0.017 \times 144,33 = 2,45$$

$$\sigma_{bc} = 2,45(Mpa) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15(Mpa) \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

### ❖ Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

#### ✚ Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

### VIII-7) Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

#### ✚ Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

### ❖ Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant: } l_m = l_x (0.5 - \rho x^2 / 6)$$

$$\text{Effort tranchant: } l_t = l_x (0.5 - \rho x / 4)$$

### ❖ Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \quad \rho_x = 1 \implies$$

$$\text{Moment fléchissant: } l_m = 0,333 \cdot L_x$$

Effort tranchant:  $l_t = 0,25 \cdot L_x$

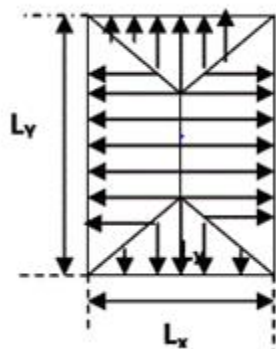


Figure VIII-6: Présentation des chargements.

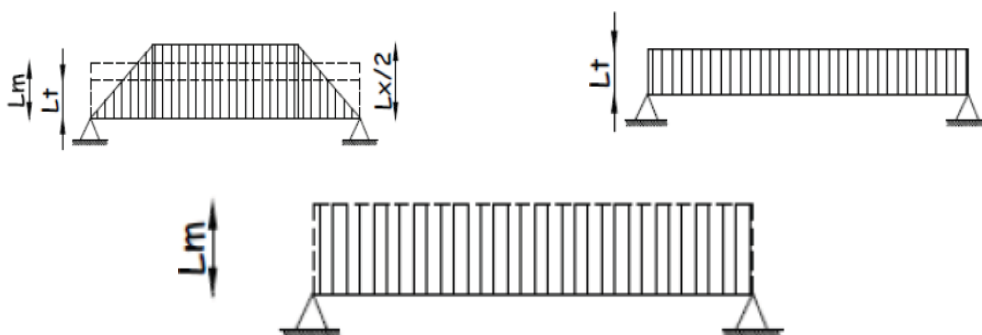


Figure VIII-7: Présentation des chargements simplifiés.

### a) Les charges revenant aux nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées  
 $h = 80$  (cm) ;  $b = 50$ (cm) ;  $c = 5$ (cm)

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Détermination des efforts et calcul des armatures:**

#### ➤ Sens longitudinal :

A ELU:  $q_u = 111.92$ (KN/ml)



Figure VIII-8: Le chargement à ELU

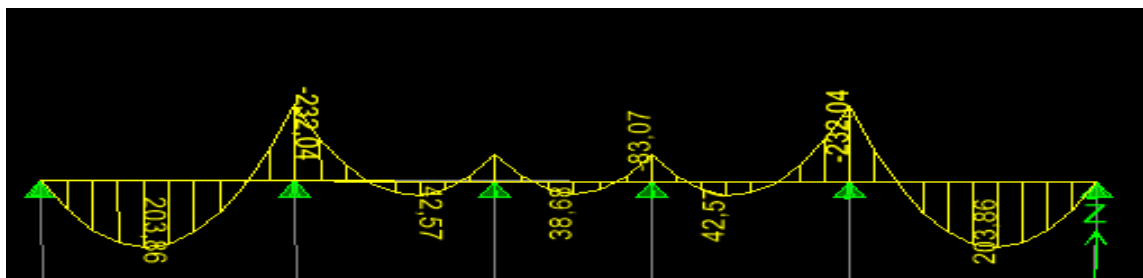


Figure VIII-9 : Diagramme des moments a l'ELU

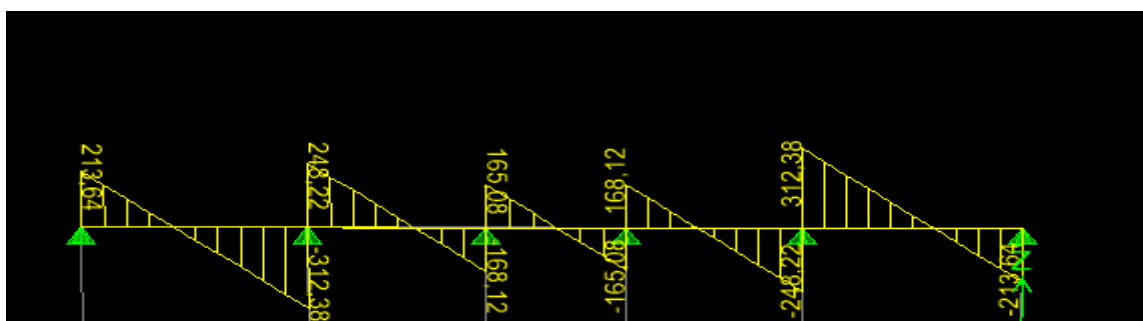


Figure VIII-10 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU

A ELS :  $q_s=76.06$  (KN/ml)

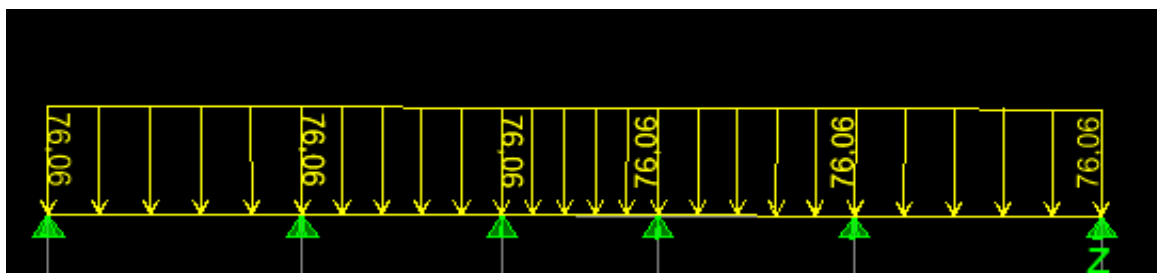


Figure VIII-11:Le chargement à ELS



Figure VIII-12 : Diagramme des moments a l'ELS



Figure VIII-13: Diagramme des efforts tranchant a l'ELS

➤ Sens transversal (y-y) :

*AL'ELU :*

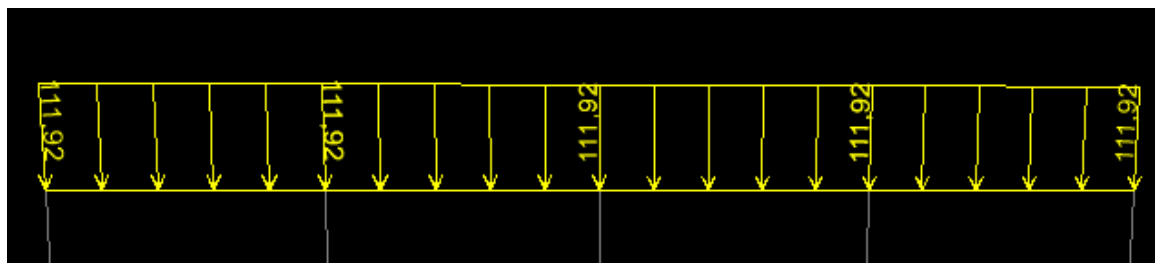


Figure VIII-14: Le chargement à ELU

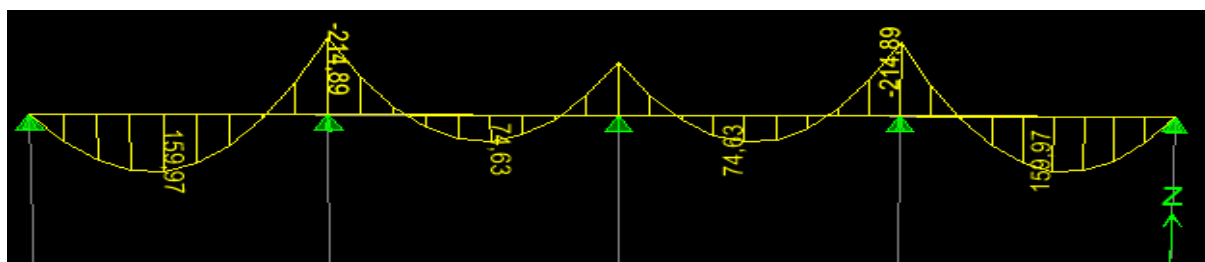


Figure VIII-14: Diagramme des moments a l'ELU



Figure VIII-15: Diagramme des efforts tranchant a l'ELU

A ELS :

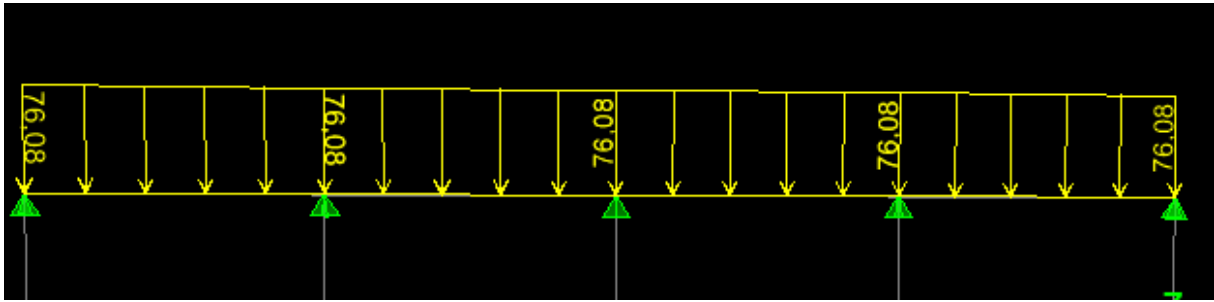


Figure VIII-16:Le chargement à ELS

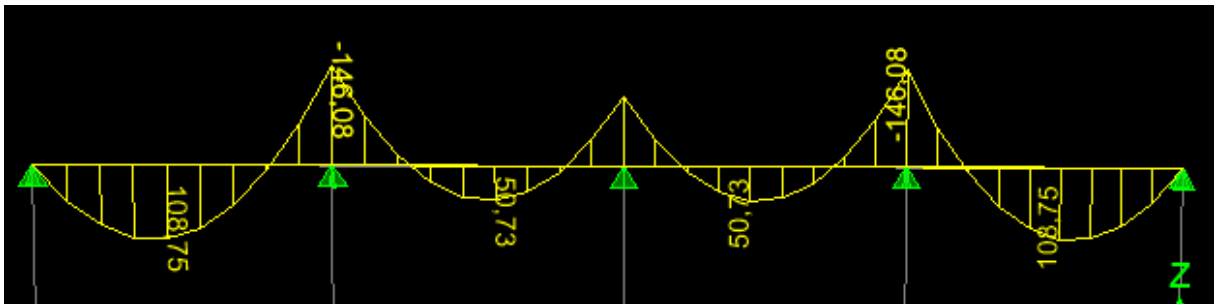


Figure VIII-17: Diagramme des moments a l'ELS

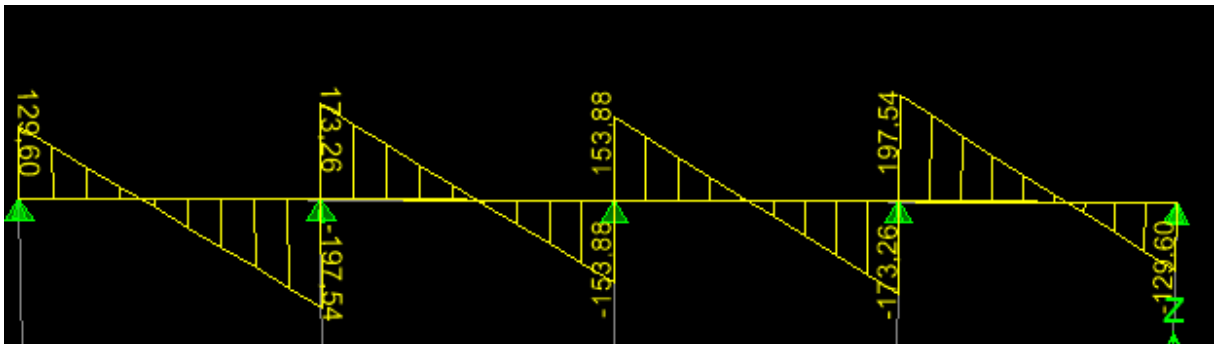


Figure VIII-18: Diagramme des efforts tranchant a l'ELS

❖ Sollicitations maximales :

➤ Sens longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{au}^{max} = 232.04(kN.m) \\ M_{tu}^{max} = 203,86(kN.m) \\ M_{as}^{max} = 157,69(kN.m) \\ M_{ts}^{max} = 138.54(kN.m) \\ T_u^{max} = 312.3(kN.m) \end{array} \right.$$

➤ **Sens transversal :**

➤  $M_{au}^{max} = 214.89(kN.m)$

➤  $M_{tu}^{max} = 159.97(kN.m)$

➤  $M_{as}^{max} = 146.08(kN.m)$

➤  $M_{ts}^{max} = 108.75(kN.m)$

➤  $T_u^{max} = 290.6(kN.m)$

❖ **Calcul du ferrailage des nervures :**

**b=55 (cm) ; d= 95(cm) ; f<sub>bu</sub>= 14.2 (Mpa) ; σ<sub>s</sub> = 348 (Mpa).**

		MU (kN/m)	μ	μl	obs	β	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
<b>Sens x-x</b>	Appuis	232.04	0.033	0.392	SSA	0.992	7.075	<b>14,2</b>	<b>4HA16+4HA14</b>
	travée	203.86	0.028	0.392	SSA	0.993	6.211	<b>8,04</b>	<b>4HA16</b>
<b>Sens y-y</b>	Appuis	214.89	0.030	0.392	SSA	0.992	6.55	<b>14,2</b>	<b>4HA16+4HA14</b>
	travée	159.97	0.022	0.392	SSA	0.994	4.86	<b>8,04</b>	<b>4HA16</b>

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.3(cm^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

◆ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 4.66(mm). \text{ Soit: } \phi_t = 8(mm)$$

❖ **Espacement des armatures :**

◆ **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\{25; 16.8\} \quad \text{Soit : } s_t = 10(cm).$$

◆ **En zone courante :**

$S_t \leq h/2 = 25$  (cm).      **Soit:  $S_t = 20$ (cm).**

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

**Soit :**  $A_t=4HA8=2.01$  (cm<sup>2</sup>) (un cadre et un étrier)

➤ **Vérification à l'ELU :**

◆ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = 2.5(\text{MPa})$$

$$T_u^{\max} = 312.3(\text{kN.m})$$

$$\tau_u = \frac{312.3 \times 10^3}{550 \times 950} = 0.59 \text{ (MPa)} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

◆ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{232.04}{159.69} = 1.47$$

$$u = 0.022$$

$$\mu = 0.022\alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.0279 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

◆ **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{203.86}{138.54} = 1.47$$

$$\mu = 0.020 \quad \alpha = 0.0252$$

$$\alpha = 0.0252 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48$$

La condition  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$  est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

## Chapitre IX : Etude du voile périphérique.

### Introduction :

Pour assemblé l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient toutes les poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.
- Assurer la fonction de soutènement des terres.

### IX.1 : Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Article.10.12)le voile périphérique est de 15 (cm). On opte pour une épaisseur de 20 (cm).

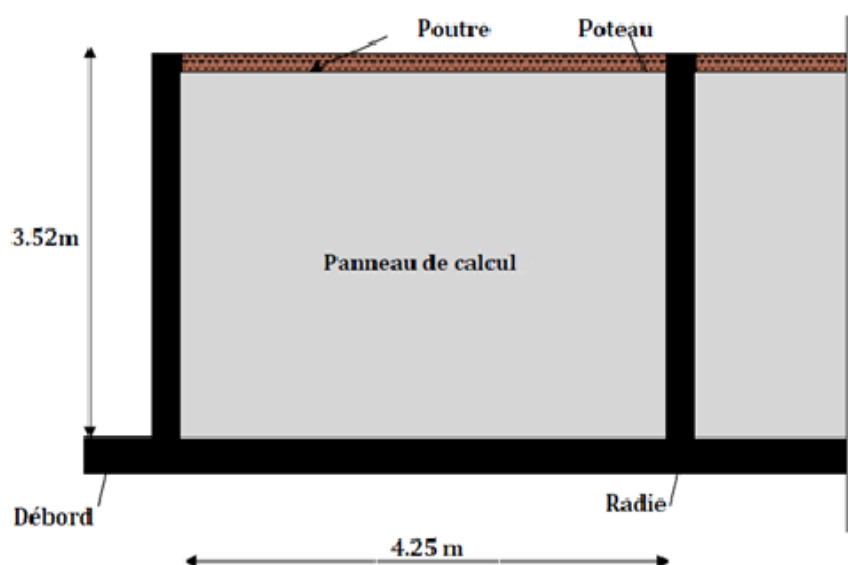


Figure IX.1 : Panneau a calculée.

### IX.2 : Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_v$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$

Avec :

$K_0$ : Coefficient des poussées de terre au repos :  $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$  : Contrainte verticales.

## Chapitre IX : Etude du voile périphérique.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

❖ **Données de calcul :**

- Surcharge éventuelles :  $q = 10$  (KN/ml)
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 22$  (KN/m)
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$ .
- Cohésion :  $c = 0$ .

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

(Pour le sable)

$$\sigma_v = q + \gamma \times h \text{ Avec : } 0 < h < H$$

• **A l'ELU :**

$$\sigma_H = k_0 \times (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ (m)} : \sigma_H = 7.8 \text{ (KN / m)}$$

$$h = 3.52 \text{ (m)} : \sigma_H = 62.16 \text{ (KN)}$$

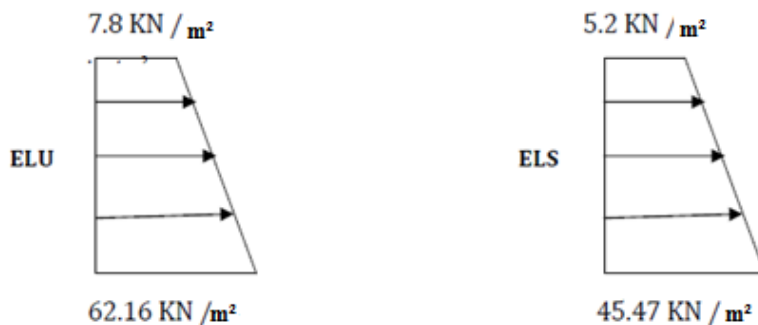
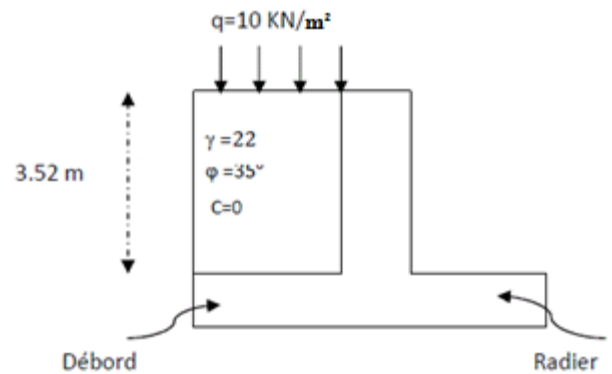
• **A l'ELS :**

**Fig. VII.2 Schéma statique du voile périphérique**

$$\sigma_H = k_0 \times (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ (m)} : \sigma_H = 5.2 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

$$h = 3.52 \text{ (m)} : \sigma_H = 45.47 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$



**Figure IX.3 : Diagramme des contraintes.**

## Chapitre IX : Etude du voile périphérique.

### ❖ Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

#### • A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 62.16 + 7.8}{4} = 48.57 \text{ (KN/ml)}$$

#### • A l'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 45.47 + 5.2}{4} = 35.40 \text{ (KN/ml)}$$

### IX.3 : Ferrailage du voile périphérique :

#### 1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encadrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

#### 2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encadrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 (appuis de rive).
  - 0,5 (autres appuis).

#### 3. Identification des panneaux :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$$L_x = 3.52 \text{ (m)} \quad ; \quad L_y = 4.25 \text{ (m)}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.52}{4.25} = 0.83$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \implies \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.83 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{array} \right.$$

## Chapitre IX : Etude du voile périphérique.

On aura donc :  $M_{0x} = 0.0531 \times 48.57 \times 3.52^2 = 31.95 \text{ (KN.m)}$

$M_{0y} = 0.649 \times 31.95 = 20.37 \text{ (KN.m)}$

### 4. Correction des moments :

- Sens x-x

$M_a = 0.5 \times 31.95 = 15.98 \text{ (KN.m)}$

$M_t = 0.75 \times 31.95 = 23.96 \text{ (KN.m)}$

- Sens y-y

$M_a = 0.5 \times 20.37 = 10.16 \text{ (KN.m)}$

$M_t = 0.75 \times 20.37 = 15.28 \text{ (KN.m)}$

### 5. Ferrailage :

Sens	Zone	$M_u \text{ (KN.m)}$	$\mu$	$\beta$	$A \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Adopté	St (cm)
X-X	Appuis	15.98	0.038	0.981	2.75	2.05	6HA12	17
	Travée	23.96	0.058	0.970	4.17	2.05	6HA12	17
Y-Y	Appuis	10.16	0.024	0.988	0.74	2.05	4HA12	25
	Travée	15.27	0.037	0.9805	0.45	2.05	4HA12	25

Tableau IX.1: Ferrailage du voile périphérique.

### 6. Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 b.h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par  $\text{m}^2$  de HA 8.

### 7. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0.83\mu_x = \begin{cases} 0.0600 \\ \mu_y = 0.750 \end{cases}$$

$\nu = 0.2$

On aura donc :  $M_{0x} = 0.0600 \times 35.40 \times 3.52^2 = 26.32 \text{ (KN.m)}$

$M_{0y} = 0.750 \times 26.32 = 19.74 \text{ (KN.m)}$

### 8. Correction des moments :

- Sens x-x

$M_a = 0.5 \times 26.32 = 13.16 \text{ (KN.m)}$

$M_t = 0.75 \times 26.32 = 19.74 \text{ (KN.m)}$

## Chapitre IX : Etude du voile périphérique.

- Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 19.74 = 9.87 \text{ (KN.m)}$$

$$M_t = 0.75 \times 19.74 = 14.80 \text{ (KN.m)}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ (Mpa)}$$

- Dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} , \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times A_{st} \times d} ; \sigma_b = k \sigma_s \leq 15 \text{ (Mpa)}$$

Sens		$A_s(\text{cm}^2)$	$M_s(\text{KN.m})$	$\rho_1$	$\beta$	K	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\overline{\sigma}_b$	OBS
X-	Appuis	6HA12	13.16	0.398	0.903	0.027	126.44	203.63	3.41	15	Vérifiée
X	Travée	6HA12	19.74	0.398	0.898	0.027	189.66	203.63	5.12	15	Vérifiée
Y-	Appuis	4HA12	9.87	0.268	0.912	0.022	23.94	203.63	0.53	15	Vérifiée
Y	Travée	4HA12	14.80	0.268	0.912	0.022	35.90	203.63	0.78	15	Vérifiée

Tableau IX.2 : vérification des contraintes a l'ELS.

✚ **Conclusion :**

-L'épaisseur du voile périphérique est de 20(cm).

-Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de 1(m).

-Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

- Sens X-X :

**Entravée** : 6HA12 avec un espacement de 17(cm).

**Aux appuis** : 6HA14 avec un espacement de 17(cm).

- Sens Y-Y :

**En travée** : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

**Aux appuis** : 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

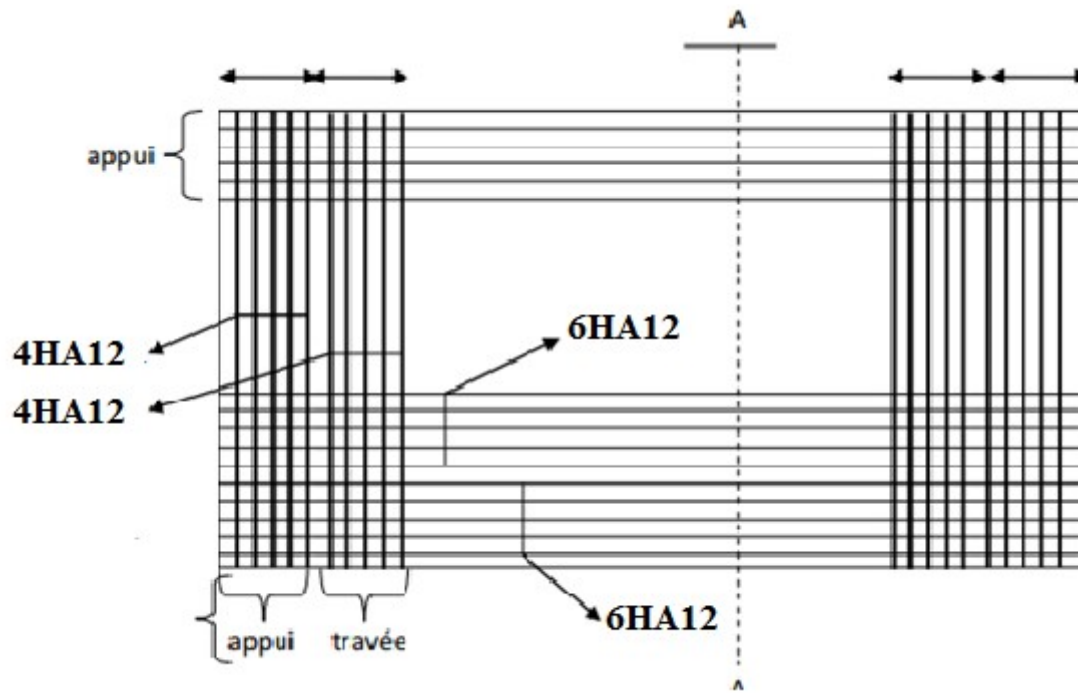


Figure IX.4 : Ferrailage du voile périphérique.

# Bibliographie

- *Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).*
- *DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).*
- *Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- *Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- *Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*
- *Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).*
- *Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).*
- *Cours et TD (Béton, MDS et RDM).*
- *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*

# Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en la matière.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.6.0 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet.

Nous espérons, par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.