

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



## Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de master professionnel en génie civil.*

*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+s-sol) à usage d'habitation et commercial  
à Contreventement mixte avec l'application du logiciel ETABS.*



**Proposé par :**  
**BUREAU D'ETUDE (CAUMED)**  
**Dirigé par:**  
**M<sup>r</sup> : GHOUILEM.K**

**Etudié par :**  
**M<sup>r</sup> : IRENE GHILES.**  
**M<sup>r</sup> : AMOKRANE SOFIANE.**

*Promotion 2014/2015*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents pour leur bienveillance, leur affection, leur soutien tout au long de ma carrière scolaire et universitaire.*

*A mon frère (KACI).*

*A mes sœurs.*

*A tous les membres de ma famille chaque un par son nom.*

*A tous mes amis (es) surtout (Said et Khaled).*

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

***GHILES.***

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*- La mémoire de mon grand père Chérif ;*

*-Mes chers parents Chérif et Ourida ;*

*- Mon frère Salah.*

*-Mes sœurs Fatima ,Nadia et Rachida*

*-Ma fiancée Kamilia ;*

*-Mon ami Mami*

*-Toute la promotion 2014/2015.*

*SOFIANE*

# Sommaire

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b> .....	01
<b>Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments</b> .....	09
<b>Chapitre III : Calcul des éléments.</b>	
<b>III.1 : Calcul de l'acrotère</b> .....	20
<b>III.2 : Calcul des planchers</b> .....	25
<b>III.3 : Calcul des escaliers</b> .....	40
<b>III.4 : Calcul de la salle machine</b> .....	51
<b>III.5 : Calcul des balcons</b> .....	60
<b>Chapitre IV : Etude de contreventement</b> .....	66
<b>Chapitre V : Modélisation de la structure</b> .....	107
<b>Chapitre VI : Vérification RPA</b> .....	120
<b>Chapitre VII : Ferrailage de La structure</b>	
<b>VII.1 : Ferrailage des poutres</b> .....	121
<b>VII.2 : Ferrailage des poteaux</b> .....	134
<b>VII.3 : Ferrailage des voiles</b> .....	151
<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</b> .....	168
<b>Chapitre IX : Etude du mur de soutènement</b> .....	190
<b>Conclusion</b>	
<b>Bibliographie</b>	

## Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

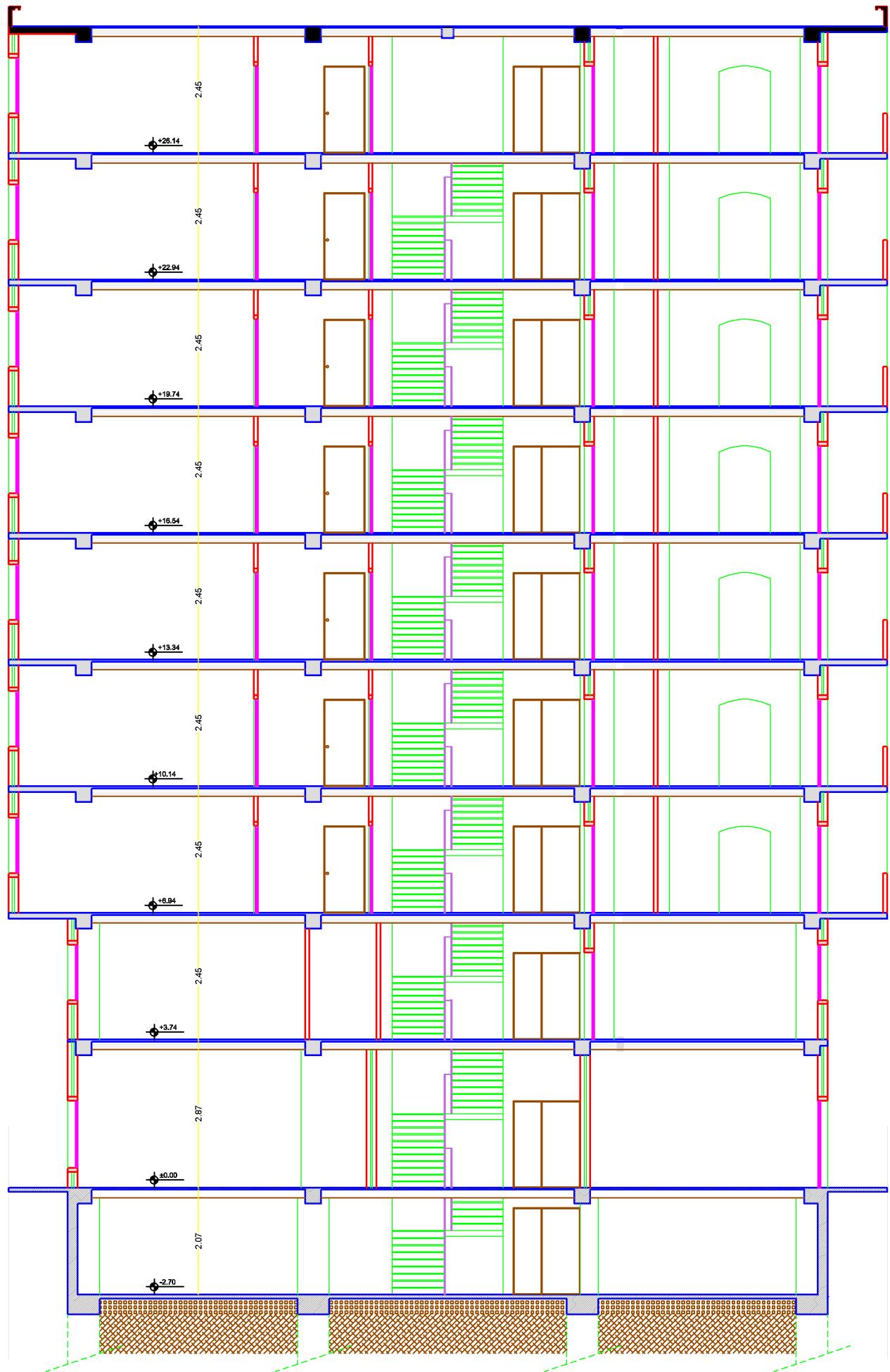
Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Comme la méthode manuelle est lente on a préféré d'utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

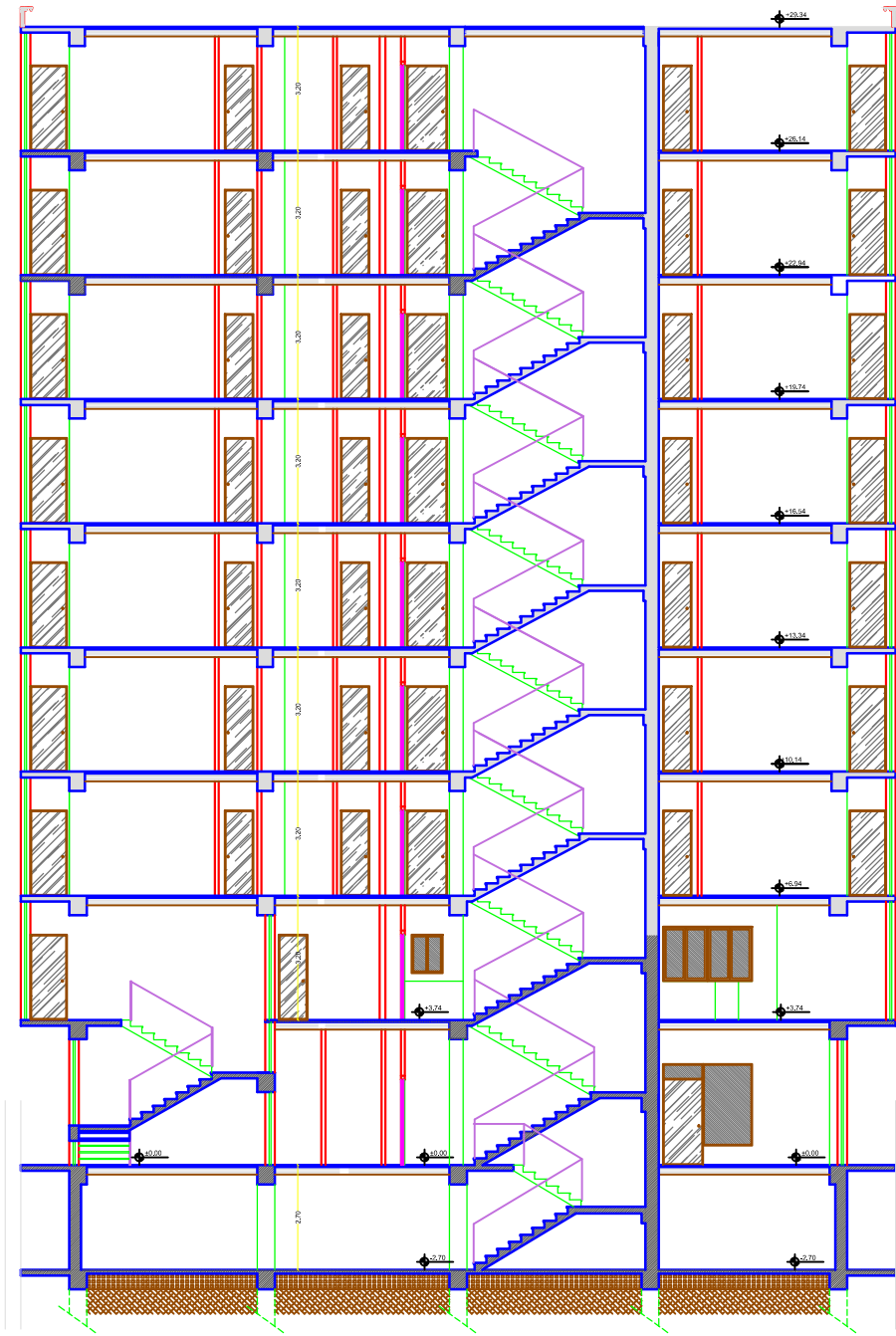
Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment R+8+sous-sol à ossature mixte en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.



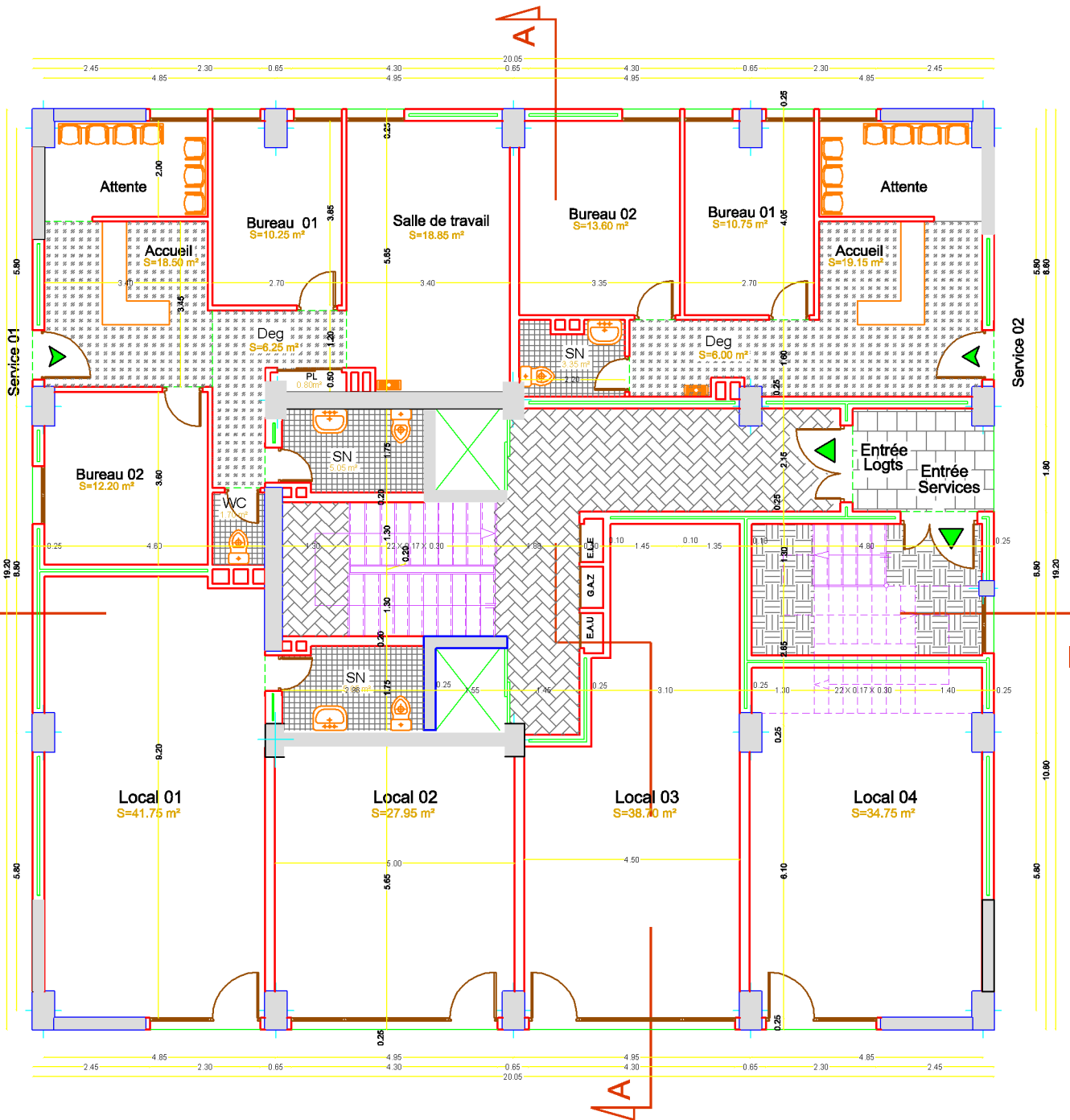
FACADE PRINCIPALE



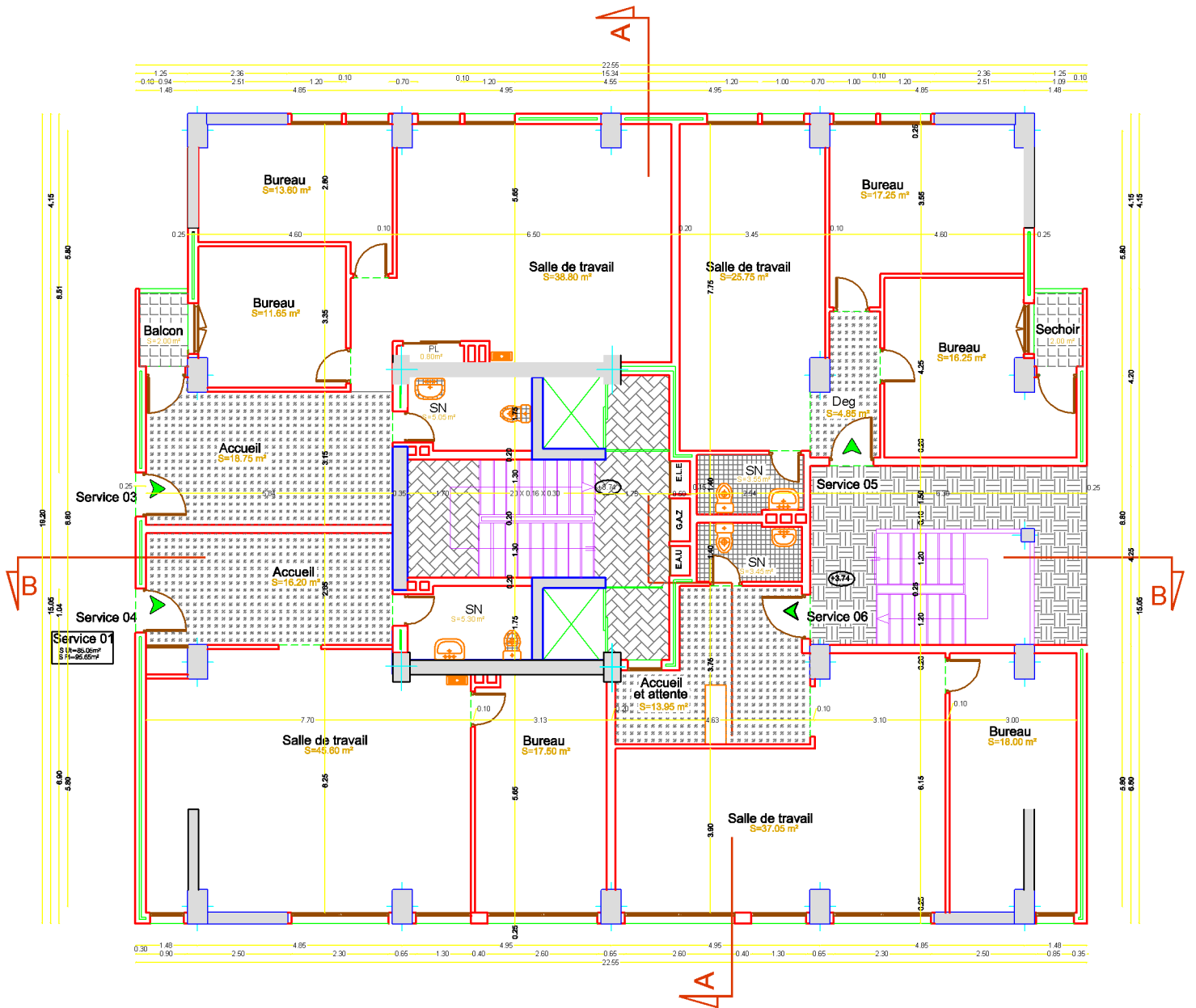
COUPE -A-A-



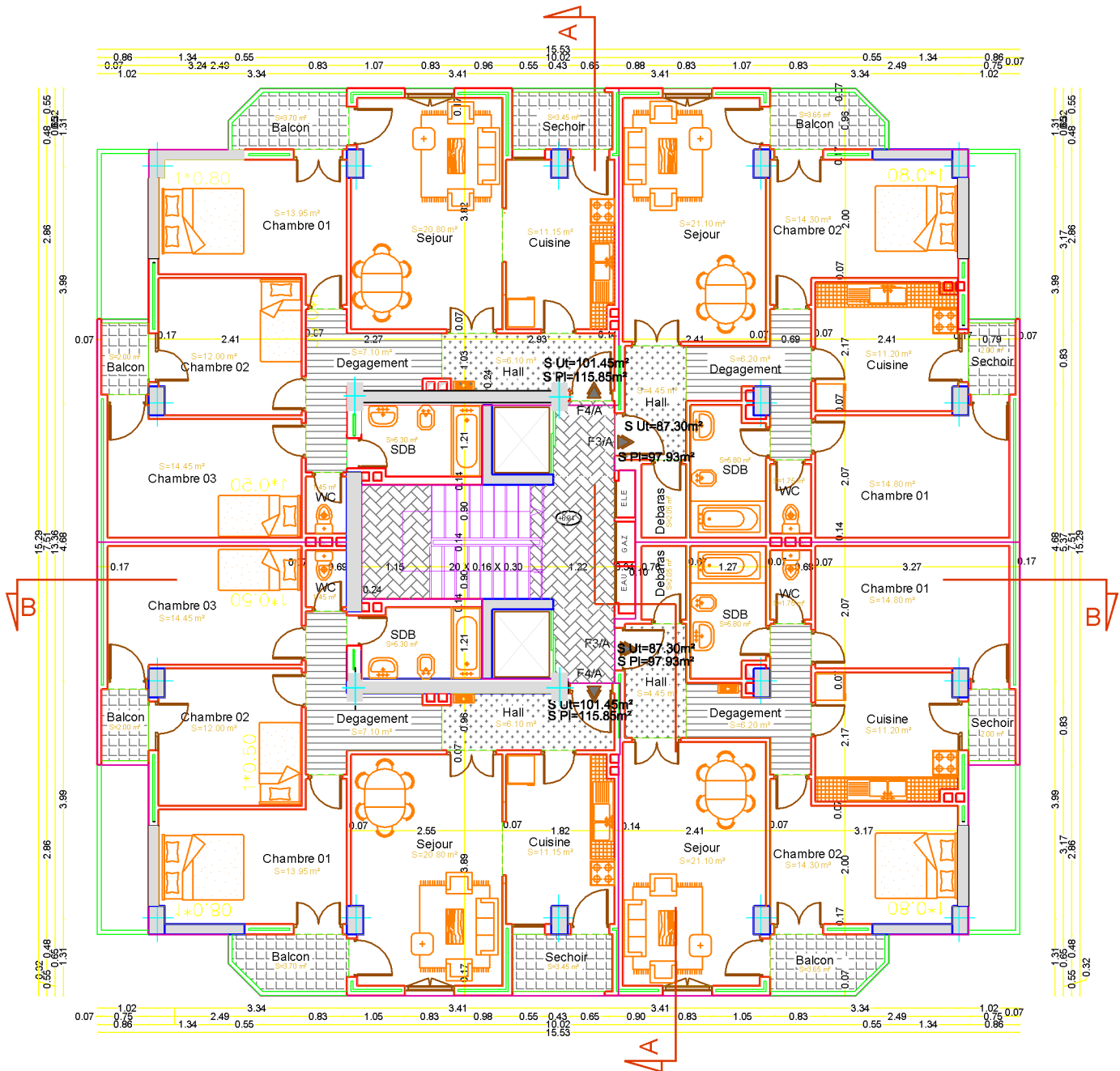
COUPE -B-B-



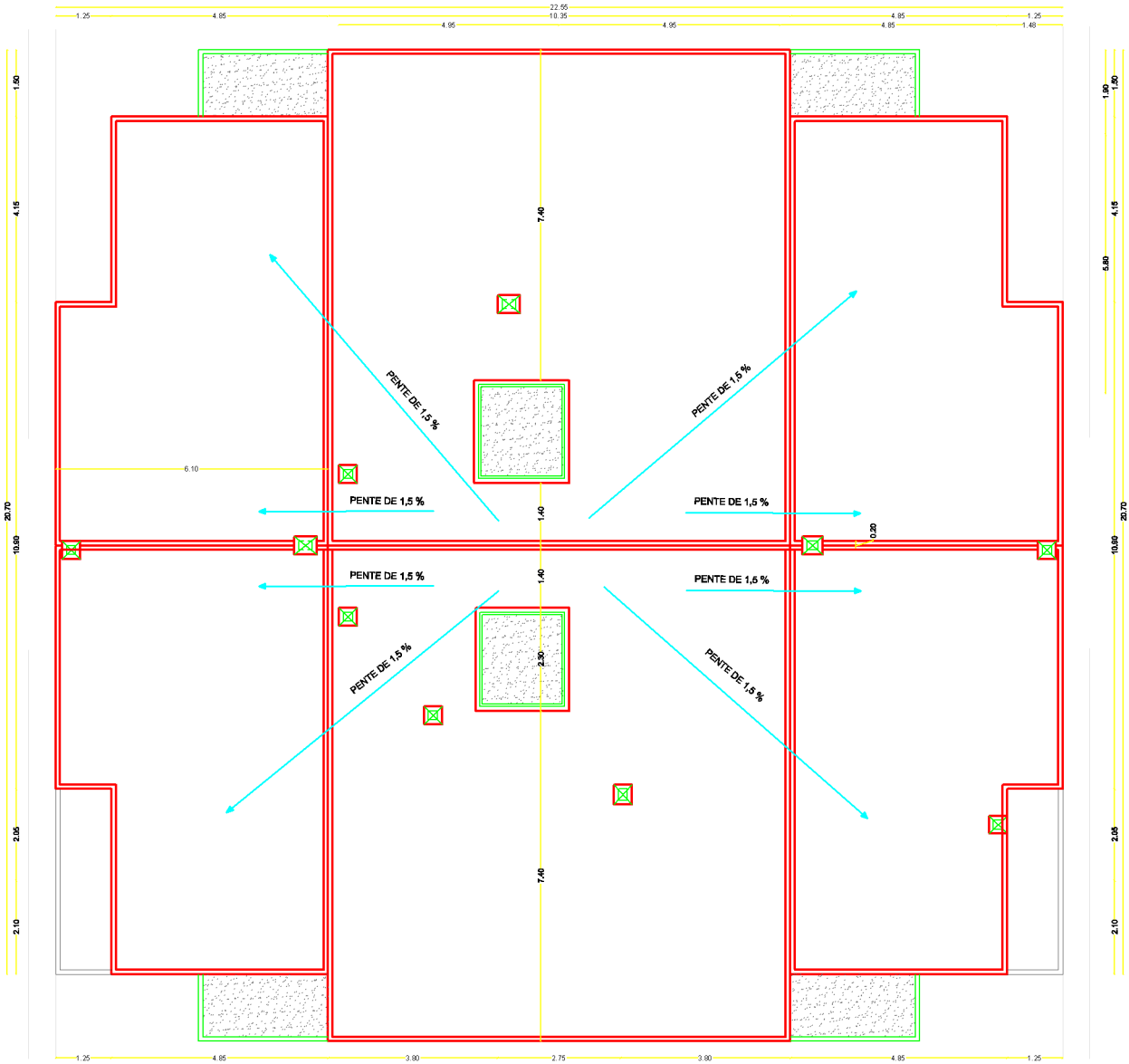
**PLAN DE REZ DE CHAUSSEE.**



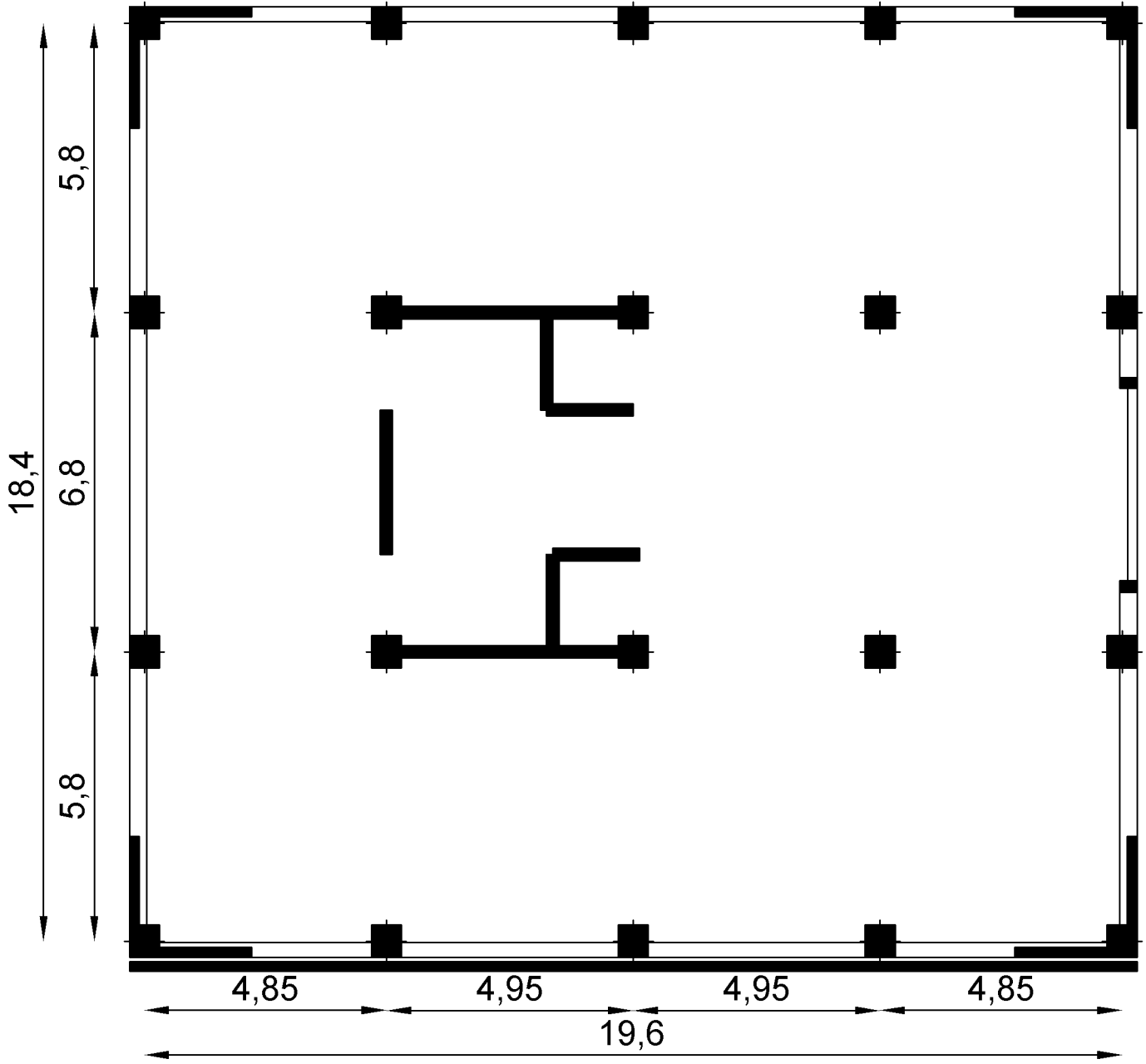
# PLAN DE L'ETAGE DE SERVICE.



**PLAN DE L'ETAGE COURANT.**



**PLAN TERRASSE**



**PLAN DU S-SOL**

# Chapitre I

## Description de l'ouvrage

### I.1.Présentation du projet :

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8+sous-sol) à usage d'habitation, commercial, et administratif. Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à **Boumerdes**. Cette zone est classée selon le RPA 99-version2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).

Les calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- ❖ Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99-version2003**).
- ❖ Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91- modifié 99**).

### I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Hauteur totale du bâtiment .....29, 34m
- Longueur totale du bâtiment .....19,60m
- Largeur totale du bâtiment .....18.40m
- Hauteur d'étage courant .....3,20m
- Hauteur de RDC .....3,74m
- Hauteur du sous-sol .....2,70m

### I.3.Eléments de la structure :

#### I.3.1.Ossature :

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

#### I.3.2.Planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

##### a) Plancher à corps creux :

Leur rôle principal est :

- La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- L'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

##### b) Dalles pleines en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les balcons et dans les escaliers.

#### I.3.3.Maçonnerie

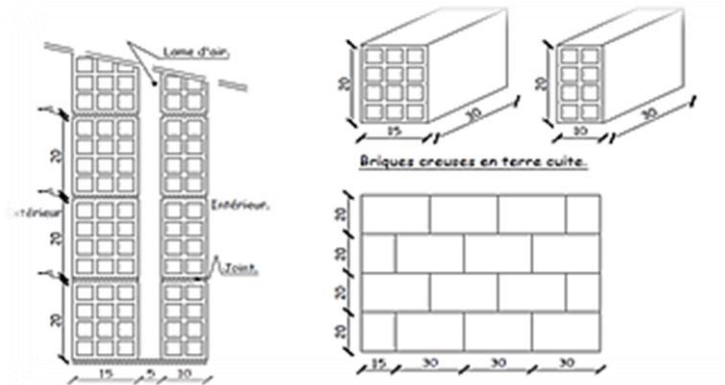
Le bâtiment est réalisé d'un remplissage en maçonnerie non rigide, et sera exécutée en brique creuse :

##### a) Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm. (pour assurer l'isolation thermique et phonique).

**b) Murs intérieurs :**

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

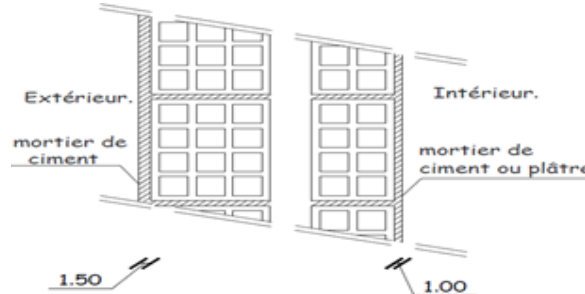
**I.3.4.Revêtements :**

- Les revêtements utilisés sont :
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles de bain et cuisine.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et la cage d'escaliers.
- Protection multicouche pour la terrasse.

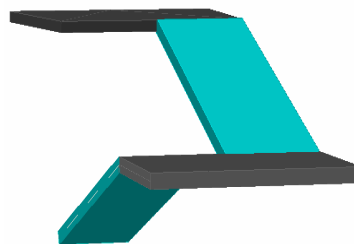
**I.3.5.Les enduits :**

On désigne par enduit un produit plus au moins pâteux destiné à recouvrir tout ou partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou Plusieurs des actions suivantes :

- Imperméabilisation.
- Etanchéité.
- Finition.

**I.3.6.Escaliers :**

Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier, elles sont destinées à assurer l'accès aux différents étages. Ce sont des escaliers réalisés en béton armé à deux volées coulés sur place, elles seront constituées de palier et de paillasse en béton armé.



**Figure I.1 :** schéma d'un escalier droit.

### I.3.7.Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur qui assure l'accès à tous les étages, elles sont réalisées en béton armé coulé sur place.

### I.3.8.Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution, quant aux portiques on opte pour un coffrage classique en bois.

### I.3.9.Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

## I.4.Caractéristiques physique et mécanique des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (**RPA99- version 2003**).

Ainsi qu'aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91- modifié 99**).

### I.4.1.Le Béton :

Le béton est un mélange optimal des agrégats, Il est fabriqué suivant une étude ou composition par laboratoire. Il est constitué par le mélange de :

- Liant (ciments artificiels) CPJ325
- Granulats (sables, gravillons, graviers,...)
- L'eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à **350Kg/M<sup>3</sup>** de ciment portland artificiel (CPJ).

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

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

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

- La résistance moyenne est :  $f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$

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

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

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

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

K: Coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64.

❖ **Remarque :**

Pour le calcul de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Notant également que La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour  $f_{c28} \leq 28$  elle est déterminée et calculée comme suit:

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \Rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{BAEL91-modifié99/Art.A.2.1.11})$$

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

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

La résistance caractéristique à la traction notée  $f_{tj}$ , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \Rightarrow (\text{BAEL91-modifié 99/Art.A.2.1,12})$$

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

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

**c) Contraintes limites du béton :**

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

**c.1) Contrainte de compression :**

❖ **A l'Etat limite ultime (ELU) :**

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous : **(BAEL91-modifié 99 /Art.A.4.3,41)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} (\text{MPa})$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\Rightarrow \gamma_b = 1.5 \Rightarrow$ situation courante.  
 $\gamma_b = 1.15 \Rightarrow$ situation accidentelle.

**Avec :**

$\theta$  : Coefficient de durée d'application des actions considérées

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

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

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

**Pour**  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2 \text{ (MPa)}$

**Pour**  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 18.48 \text{ (MPa)}$

❖ Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU :

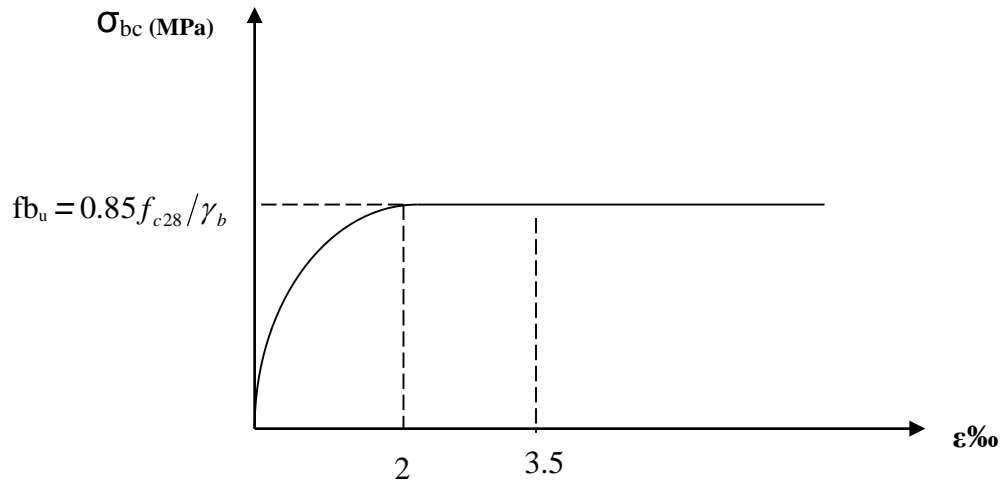


Figure I.2 : Diagramme de déformation de béton à l'état limite ultime.

❖ A l'Etat limite de service (ELS) : (BAEL91-modifié99/Art.A.4.5,2)

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

Donc : La contrainte de compression à l'ELS est égale à  $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$

❖ Diagramme contrainte-déformation du béton à état limite de service :

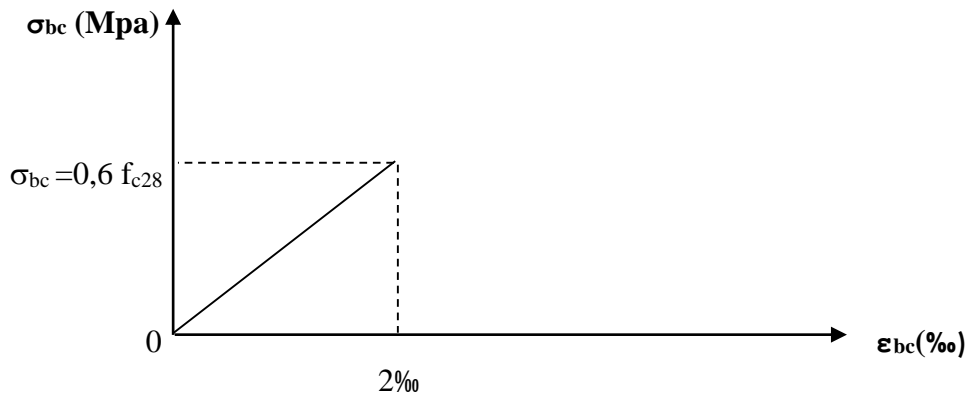


Figure : I.3 : Diagramme contrainte de déformation du béton à l'ELS.

c.2) Contrainte limite de cisaillement : (BAEL 91-modifié 99 /Art.A.5.1,21)

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[\text{MPa}]\right) \Rightarrow \text{Cas d'une fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4[\text{MPa}]\right) \Rightarrow \text{Cas d'une Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

**d) Module d'élasticité longitudinal :**

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

**d.1) Module d'élasticité instantané du béton : (BAEL-modifié 99 /Art.A.2.1, 21)**

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

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

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ (MPa)} \Rightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ [MPa]}$ .

**d.2) Module de déformation longitudinale différée du béton: (BAEL-modifié 99/A.2.1, 22)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ (MPa)} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ (MPa)}$ .

**4.3) Module d'élasticité transversal : (BAEL91-modifié 99/Art.A.2.1,3)**

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

**Avec :**

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de POISSON.

**e) Coefficient de poisson : (BAEL91-modifié 99/Art.A.2.1, 3)**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$\nu = 0.2$  à l'état limite de service.

$\nu = 0$  à l'état limite ultime.

**I.5.L'acier :**

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

- Aciers à haute adhérence (**feE400**).....**fe = 400 MPa**
- Treillis soudés (**TL 520**)..... **fe = 520 MPa**

**fe** : limite d'élasticité de l'acier.

**I.5.1.Module de déformation longitudinal :**

$E_s = 200000 \text{ MPa}$  , Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier

**I.5.2.Contraintes limites****a) A L'état limite ultime (ELU) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2)**

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

Avec :

- $\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- $f_e$  : Limite d'élasticité.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité
- $\gamma_s=1,15$  situation courante.
- $\gamma_s=1,00$  situation accidentelle.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

**Tableau I.1 :** *Caractéristiques des aciers.*

**b) A L'état limite de service (ELS) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2)**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

**b.1) Fissuration peu nuisible : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,32)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

**b.2) Fissuration préjudiciable : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,33)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\}$$

**b.3) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,34)**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité, dans ce cas il faut respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

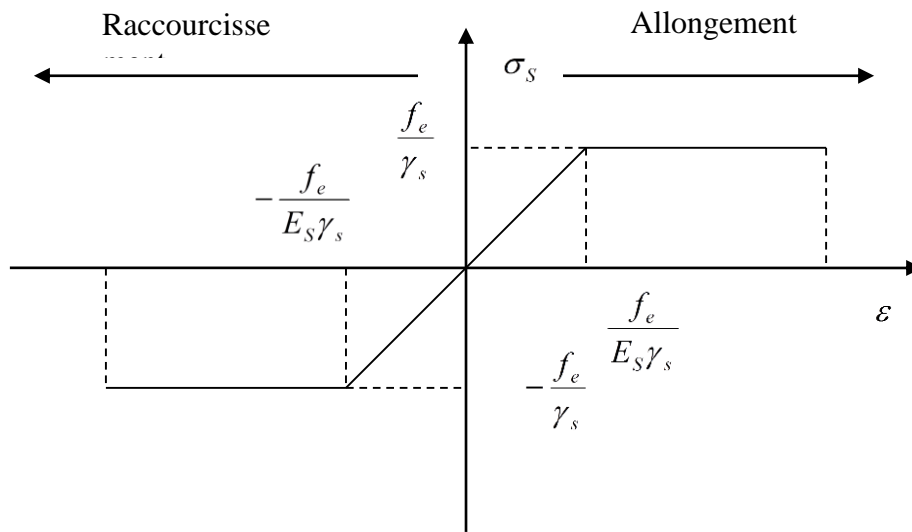
$\eta$  : Est le coefficient de fissuration:

$\eta = 1$  Pour les RL.

$\eta = 1.6$  Pour les HA ( $\phi \geq 6 \text{ mm}$ ).

$\eta = 1.3$  Pour les HA ( $\phi < 6 \text{ mm}$ ).

❖ Diagramme de contrainte déformation de l'acier : (BAEL91-modifié 99/A.2.2,2)



**Figure I.4 :** *diagramme de contrainte déformation de l'acier.*

**I.5.3. Protection d'armatures : (BAEL91-modifié 99/Art.A.7.1)**

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

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

# Chapitre II

## Prédimensionnement des éléments

## II.1.Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de cette structure: poteaux, poutres et voiles, passe impérativement par un pré-dimensionnement il se fait selon les règles parasismiques Algérienne (**RPA99 /2003**) et les normes techniques, c'est-à-dire les conditions de résistances et de flèche. Dans ce présent chapitre on pré dimensionne les différents éléments tel que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

## II.2.Calcul de plancher :

### II.2.1.Plancher à corps creux :

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

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

Avec :

$h_t$  : Epaisseur du plancher

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

**Dans notre cas nous avons :**

$$L_{\max} = 495\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{495}{22,5} \geq 22\text{cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur :  $h_t = (20 + 5)\text{cm}$

Epaisseur du corps creux = 20cm.

Epaisseur de la dalle de compression = 5cm.

## II.3.Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments. Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, Elles doivent respectées les conditions suivantes :

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

$L$  : portée maximum

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

### II.3.1.Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui pour elles, Leur dimensionnement se fera on considérants la portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 6.20 \text{ m}$$

$$\frac{6.20}{15} \leq h_t \leq \frac{6.20}{10} \Rightarrow 41.33 \leq h \leq 62 \Rightarrow \mathbf{h = 50 \text{ cm.}}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 16.53 \leq b \leq 43.4 \Rightarrow \mathbf{b = 35 \text{ cm.}}$$

### II.3.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles et elles assurent le chaînage et la transmissions des efforts aux poutres porteuses.

$L_{\max} = 4.60 \text{ m.}$

$$\frac{4.60}{15} \leq h_t \leq \frac{4.60}{10}$$

$$30.66 \leq h_t \leq 46.0 \Rightarrow \mathbf{h = 45 \text{ cm.}}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12.26 \leq b \leq 32.2 \Rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

**Coffrage minimum des poutres :** (RPA99-version2003/Art 7.5.1)

$$b \geq 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	50cm	45cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	35cm	30cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.42	1.5	Vérifiée

Tableau II.1 : coffrage minimum des poutres.

#### ❖ Conclusion :

Les sections adoptées sont :

**Poutres principales :** (35 x 50) cm<sup>2</sup>

**Poutres secondaire :** (30 x 45) cm<sup>2</sup>

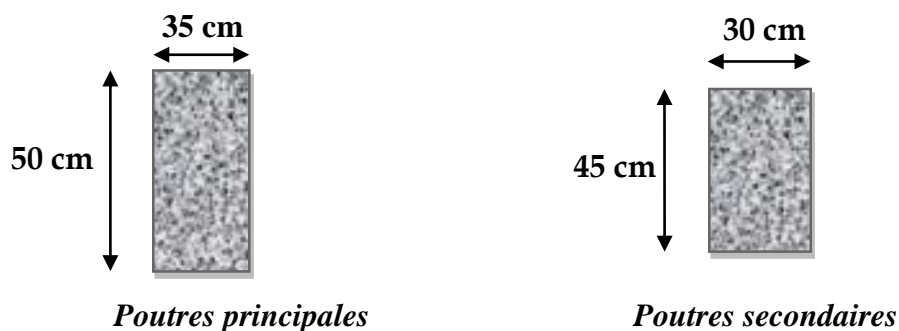


Figure II.1 : dimensions des poutres

**II.4. Les voiles :**

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d’une part à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des actions horizontales, et d’autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à (RPA99-version2003/Art7.7.1) Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $l \geq 4e$ . L’épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage  $h_e$  et de la rigidité aux extrémités, l’épaisseur minimale est de 20 cm.

Avec :

$L$  : porté du voile.

$a(e)$  : épaisseur du voile

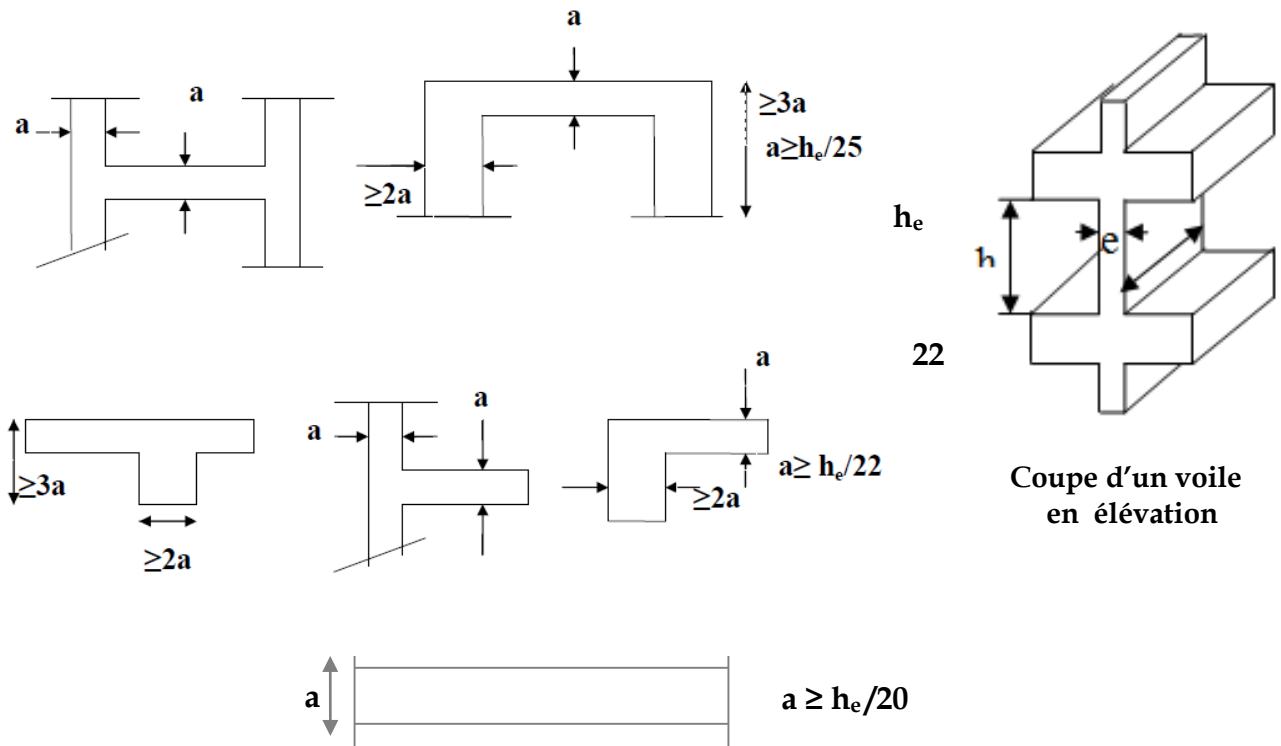


Figure II.2 : Coupe de voiles en plan.

**II.4.1. Epaisseur des voiles :**

$$e = h_e / 20 \quad h_e = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}}$$

	RDC	Étage courant
Hauteur ( $h_e$ ) cm	2.70	3.20
Epaisseur (e) cm	16.20	13.5

Tableau II.2 : détermination d’épaisseur des voiles.

❖ Conclusion :

L’épaisseur adoptée pour les voiles est de 20 cm.

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :

$$L_{\min} \geq 4x_a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

$$L_{\min} \geq 80$$

**II.5. Détermination des charges et surcharges :**

**II.5.1. Charges permanentes (G) :**

**a) Plancher terrasse :**

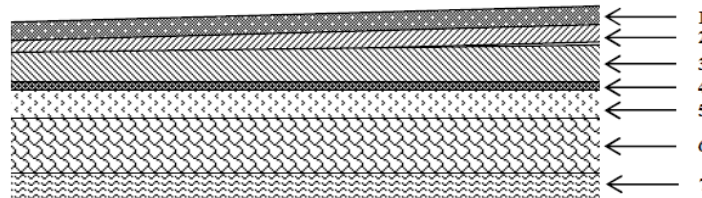


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse.

N°	couche	Epaisseur (cm)	Poids surfacique réel (KN/m <sup>3</sup> ) pour 1 cm d'épaisseur	G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Couche de gravillon	5	0.20	1
02	Etanchéité multi couche	2	0.06	0.12
03	Forme de pente en béton	5	0.20	1
04	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
05	Feuille de polyane	/	/	0.01
06	Plancher à corps creux	25	/	3.30
07	Enduit en plâtre	2	0.10	0.20
				<b>G<sub>totale</sub> = 5.79</b>

Tableau II.3 : charges permanentes du plancher terrasse.

**b) Plancher étage courant :**

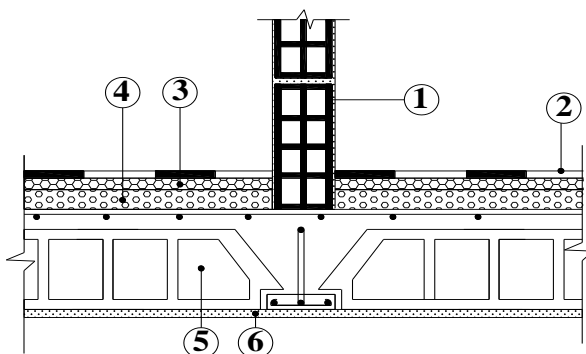


Figure II.4 : coupe verticale d'un étage courant.

N°	couche	Epaisseur (cm)	Poids surfacique réel (KN/m <sup>2</sup> ) pour 1 cm d'épaisseur	G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement carrelage	2	0.20	<b>0.40</b>
02	Mortier de pose	2	0.20	<b>0.40</b>
03	Sable de pose	3	0.18	<b>0.54</b>
04	Plancher à corps creux	25	/	<b>3.30</b>
05	Enduit plâtre	2	0.1	<b>0.20</b>
06	Cloison en brique	10	/	<b>0.90</b>
				<b>G<sub>totale</sub>=5.74</b>

Tableau II.4 : charges permanentes du plancher d'étage courant.

c) Dalle pleine du balcon :

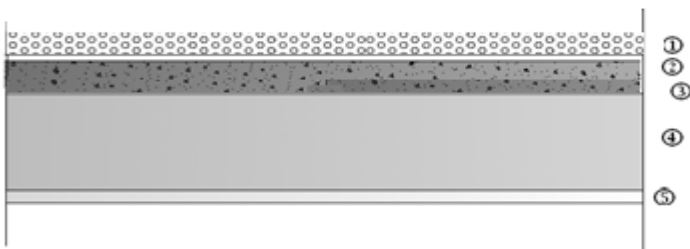


Figure II.5 : Coupe verticale de la dalle pleine du balcon.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	Poids surfacique réel (KN/m <sup>2</sup> ) pour 1 cm d'épaisseur	G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	2	0.20	<b>0.40</b>
02	Mortier de pose	2	0.20	<b>0.40</b>
03	Couche de sable	3	0.18	<b>0,54</b>
04	Dalle pleine en béton armé	15	0.25	<b>3.75</b>
05	Enduit de ciment	2	0.20	<b>0,4</b>
				<b>G<sub>totale</sub>=5.49</b>

Tableau II.5 : charges permanentes de la dalle pleine.

**II.5.2.Surcharge d'exploitation :**

- Plancher sous-sol à usage locaux.....2.5 Kn/m<sup>2</sup>
- Plancher RDC a usage locaux et bureaux ..... 2.5 Kn/m<sup>2</sup>
- Plancher étages courants à usage d'habitation.....1.5 Kn/m<sup>2</sup>
- Plancher étage de service ..... 2.5 Kn/m<sup>2</sup>
- Plancher toiture.....1 Kn/m<sup>2</sup>
- Escalier ..... 2.5 Kn/m<sup>2</sup>
- Balcon.....3.5 Kn/m<sup>2</sup>
- Acrotère.....1 Kn/m<sup>2</sup>

**II.6.Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé .Ils travaillent en flexion composée et constituent les points d'appuis pour les poutres ; ils seront pré-dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression simple  $N = (G+Q)$  qui devra être repris uniquement par le béton.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression le(C15)

$$S_{pot} \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

**Avec :**

$S_{pot}$  : Section transversale du poteau.

$N$  : Effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton

**II.6.1.Calcul de Charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité**

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande portée d'influence est le(C15)

**a) La surface d'influence :**

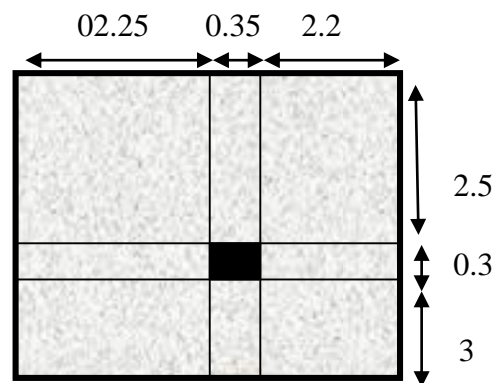
**a.1) Section nette**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (2.25 \times 2.5) + (2.2 \times 2.5) + (2.2 \times 3) + (3 \times 2.25) = 24.47m^2$$

**a.2) Section brute :**

$$S_b = 4.75 \times 5.85 = 27.78m^2$$



**Figure II.6 :** surface d'influence du poteau.

**b) Poids propre des éléments :**

**b.1) Calcul du poids propre des poutres :**

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

▪ **Poutres principales :**

$G_{pp} = (0.35 \times 0.5) \times (2.5 + 3 + 0.35) \times 25 = \mathbf{25.59KN}$ .

▪ **Poutres secondaires :**

$G_{ps} = (0.30 \times 0.45) \times (2.25 + 2.2) \times 25 = \mathbf{15.01KN}$ .

**b.2) Poids des planchers:**

	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )	Section brute (m <sup>2</sup> )	G <sub>p</sub> (KN)
Plancher terrasse inaccessible	5.79	27.78	<b>160.85</b>
Plancher d'étage courant	5.74	27.78	<b>159.46</b>

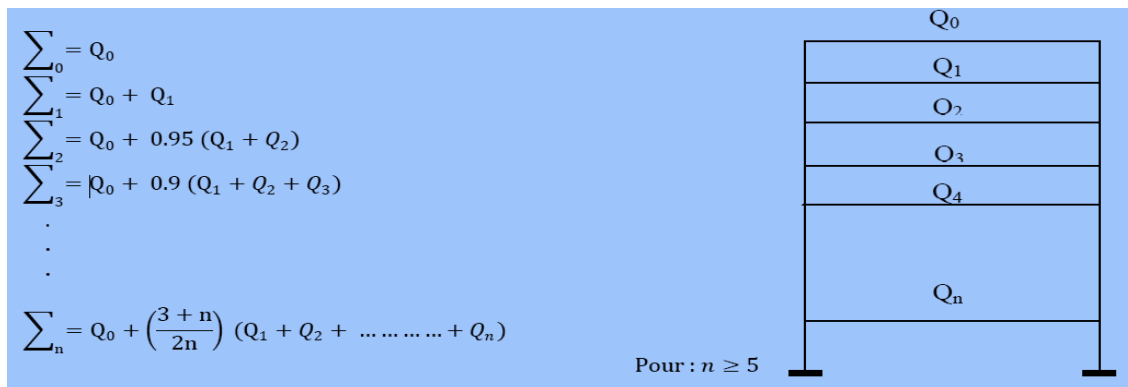
**b.3) Surcharges d'exploitations :**

	Surcharge d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )	Section brute (m <sup>2</sup> )	Q(KN)
Plancher terrasse	01	27.78	<b>27.78</b>
Plancher d'étage courant	1.50	27.78	<b>41.67</b>
Plancher d'étage commercial	2.50	27.78	<b>69.45</b>

**II.6.2.Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage**

Elles s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage.

**a) Coefficients de dégression de surcharges :**



**Figure II.7 : Loi de dégression des surcharges.**

niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	01	01	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Tableaux II.6 : Coefficients de dégression des surcharges.

$Q_0=27.78\text{KN}$

Niv10 :  $\sum_0=Q_0= 27.78 \text{ KN}$

Niv09 :  $\sum_1=Q_0+Q_1=27.78+41.67= 69.45\text{KN}$

Niv08 :  $\sum_2=Q_0+0,95 (Q_1+Q_2) =27.78+0.95 (2*41.67)= 106.95\text{KN}$

Niv07 :  $\sum_3=Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 27.78+0.90 (3*41.67)= 140.29\text{KN}$

Niv06 :  $\sum_4=Q_0+0,85 (Q_1+\dots\dots+Q_4) = 27.78+0.85 (4*41.67)= 169.46\text{KN}$

Niv05 :  $\sum_5=Q_0+0,80 (Q_1+\dots\dots+Q_5) = 27.78+0.80 (5*41.67)= 194.46\text{KN}$

Niv04 :  $\sum_6=Q_0+0,75 (Q_1+\dots\dots+Q_6) = 27.78+0.75 (6*41.67)= 215.29\text{KN}$

Niv03 :  $\sum_7=Q_0+0,714 (Q_1+\dots\dots+Q_7) = 27.78+0.714 (7*41.67)= 236.04\text{KN}$

Niv02 :  $\sum_8=Q_0+0,687 (Q_1+\dots\dots+Q_8) =27.78+0.687(8*41.67)= 256.80\text{KN}$

Niv01 :  $\sum_9=Q_0+0,666 (Q_1+\dots\dots+Q_9) =27.78+0.666 (9*41.67)= 277.55\text{KN}$

niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		Effort normal N=G+Q (KN)	Section du Poteau [cm <sup>2</sup> ]		
	Poids planché	Poids poutres	Poids poteaux	G total	G cumulée	Qi	Qcumulée		Section trouvée	Section minRPA	Section adopté
8	160.85	40.06	00	200.91	200.91	27.78	27.786	228.69	152.46	30*30	35*40
7	159.46	40.06	7.20	206.72	407.63	41.67	69.45	477.08	294.95	30*30	35*40
6	159.46	40.06	7.20	206.72	614.35	41.67	111.12	725.47	394.05	30*30	35*40
5	159.46	40.06	7.20	206.72	821.07	41.67	152.79	973.86	491.30	30*30	40*45
4	159.46	40.06	7.20	206.72	1027.72	41.67	194.46	1222.18	586.67	30*30	40*45

3	159.46	40.06	7.20	206.72	1234.51	41.67	236.13	1470.64	680.18	30*30	40*45
2	159.46	40.06	7.20	206.72	1441.23	41.67	277.80	1719.03	774.19	30*30	40*45
1	159.46	40.06	7.20	206.72	1647.95	69.45	347.25	1975.20	868.87	30*30	45*50
RDC	159.46	40.06	8.41	207.93	1855.88	69.45	416.70	2272.58	963.54	30*30	45*50
S-SOL	159.46	40.06	6.07	205.59	2061.47	69.45	486.15	2547.62	1059.4	30*30	45*50

Tableaux II.7 : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau.

II.6.3. Selon le RPA99-modifiée 2003 (Art.A.7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b1, h1) ≥ 30 cm → en zone III (c'est notre cas)

Min (b1, h1) ≥ he/20

1/4 < b1/h1 < 4

Niveaux	Section	he (cm)	he/20	Min (b1, h1)	Min (b1,h1)≥he/20	b1/h1	1/4 < b1/h1 < 4
8	35*40	270	13.5	35	C vérifiée	0.87	C vérifiée
7	35*40	270	13.5	35	C vérifiée	0.87	C vérifiée
6	35.40	270	13.5	35	C vérifiée	0.87	C vérifiée
5	40*45	270	13.5	40	C vérifiée	0.88	C vérifiée
4	40*45	270	13.5	40	C vérifiée	0.88	C vérifiée
3	40*45	270	13.5	40	C vérifiée	0.88	C vérifiée
2	40*45	270	13.5	40	C vérifiée	0.88	C vérifiée
1	45*50	270	13.5	45	C vérifiée	0.9	C vérifiée
RDC	45*50	324	16.2	45	C vérifiée	0.9	C vérifiée
S-SOL	45*50	220	11	45	C vérifiée	0.9	C vérifiée

Tableaux II.8 : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau.

II.6.4. Vérification de l'effort normale v:

L'article (7.4.3.1) du RPA99 (version 2003) préconise les vérifications prescrites par le CBA 93 et 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton.

Niveaux	$N_d$	$B_c$ ( $m^2$ )	$f_c$ 28( $kn/m^2$ )	$v$	Observation	Sections adoptées	$B_c$ ( $m^2$ )	$v$	observation
8	228.69	0.14	25000	0.065	vérifier	50*55	0.275	0.033	vérifier
7	477.08	0.14	25000	0.136	vérifier	50*55	0.275	0.069	vérifier
6	725.47	0.14	25000	0.207	vérifier	50*55	0.275	0.105	vérifier
5	973.86	0.18	25000	0.216	vérifier	55*60	0.33	0.118	vérifier
4	1222.18	0.18	25000	0.271	vérifier	55*60	0.33	0.148	vérifier
3	1470.64	0.18	25000	0.326	Non vérifier	55*60	0.33	0.178	vérifier
2	1719.03	0.18	25000	0.382	Non vérifier	55*60	0.33	0.208	vérifier
1	1975.20	0.225	25000	0.346	Non vérifier	60*65	0.39	0.202	vérifier
RDC	2272.58	0.225	25000	0.404	Non vérifier	60*65	0.39	0.233	vérifier
S-SOL	2547.62	0.225	25000	0.453	Non vérifier	60*65	0.39	0.261	vérifier

Tableaux II.9 : Vérification de l'effort normale  $v$ .

### II.6.5. Vérification des poteaux au flambement :

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

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

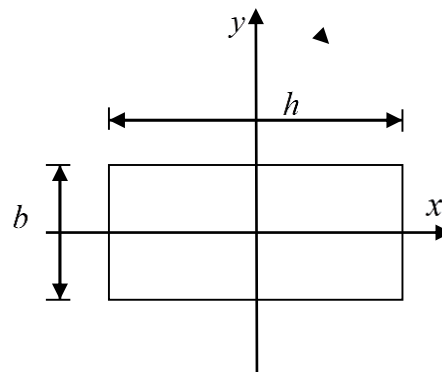
$\lambda = \frac{l_f}{i}$  : L'élancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement. (  $l_f = 0.707 l_0$  )

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à L'axe  $xx$  (axe faible)



$S_t$  = Section du poteau.

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

$$l_f = 0.7 l_0$$

$$h_{s-sol} = 2.70 \text{ m}$$

$$h_{RDC} = 3.74 \text{ m}$$

$$h_{\text{étage courant}} = 3.20 \text{ m}$$

$$h_{\text{Poutres}} = 0.50 \text{ m}$$

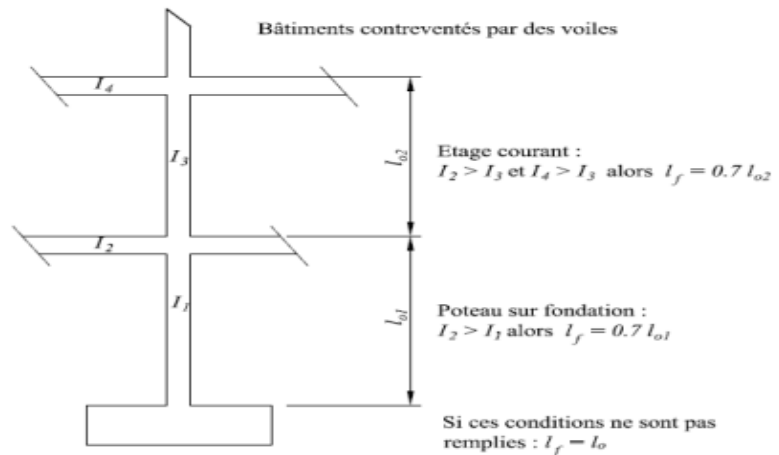


Figure II.8 : coupe verticale du poteau.

Niveaux	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$i_{xx}$ (m <sup>2</sup> )	$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$\lambda$	A (cm <sup>2</sup> )	observation
8	3.20	2.24	0.144	6.932x10 <sup>-3</sup>	15.55	50*55	Pas de risque de flambement
7	3.20	2.24	0.144	6.932x10 <sup>-3</sup>	15.55	50*55	Pas de risque de flambement
6	3.20	2.24	0.144	6.932x10 <sup>-3</sup>	15.55	50*55	Pas de risque de flambement
5	3.20	2.24	0.158	9.9x10 <sup>-3</sup>	14.17	55*60	Pas de risque de flambement
4	3.20	2.24	0.158	9.9x10 <sup>-3</sup>	14.17	55*60	Pas de risque de flambement
3	3.20	2.24	0.158	9.9x10 <sup>-3</sup>	14.17	55*60	Pas de risque de flambement
2	3.20	2.24	0.158	9.9x10 <sup>-3</sup>	14.17	55*60	Pas de risque de flambement
1	3.20	2.24	0.158	1.373x10 <sup>-2</sup>	14.17	60*65	Pas de risque de flambement
RDC	3.74	2.618	0.173	1.373x10 <sup>-2</sup>	15.13	60*65	Pas de risque de flambement
S-SOL	2.70	1.89	0.173	1.373x10 <sup>-2</sup>	10.92	60*65	Pas de risque de flambement

Tableaux II.10 : Vérification des poteaux au flambement.

❖ Conclusion :

$\lambda \leq 50$  donc pas de risque vis-à-vis du flambement.

# Chapitre III

## Calcul des éléments secondaires

### III.1. Calcul de l'acrotère

#### III.1.1. Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort  $G$  de sa propre poids, et à un effort latéral  $Q$  de la main courante engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

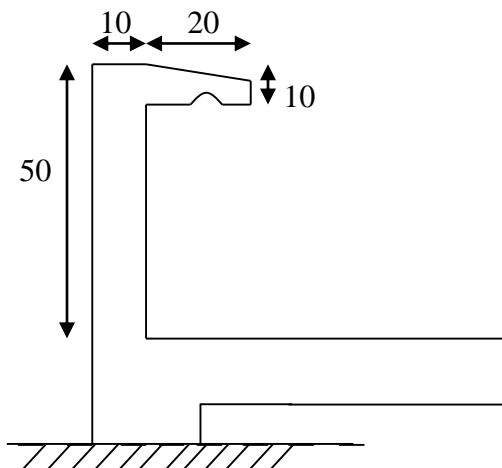


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

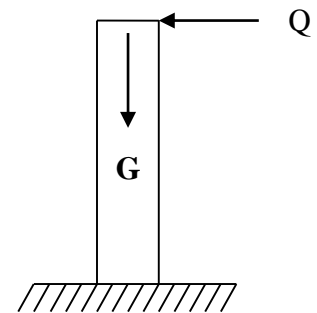


Figure III.2 : Schéma statique.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

#### III.1.2. Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.675 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$ .
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$ .
- Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1 = 0.5 \text{ KNm}$ .

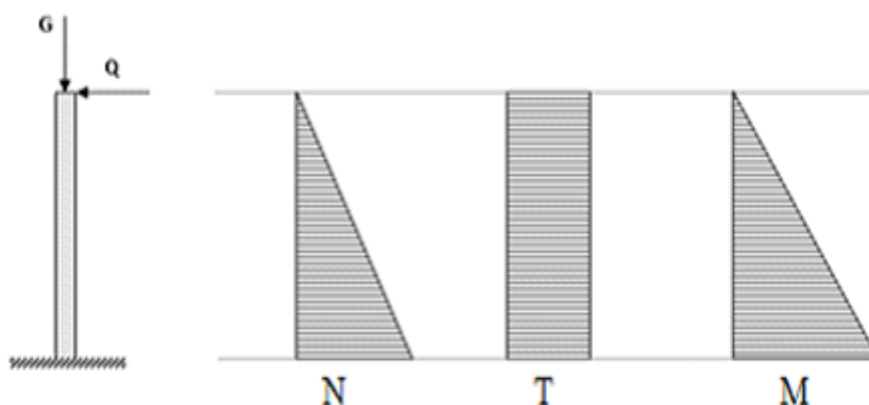


Figure III.3 : diagrammes des efforts internes ( $M, N, T$ )

### III.1.3. Combinaisons de charges

#### III.1.3.1. Etat limite ultime :

La combinaison de charge à considérer est :  $1.35G + 1.5Q$

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.675 = 2.261 \text{ KN/ml}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

#### III.1.3.2. Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est :  $G + Q$

Effort normal dû à G :  $N_s = 1.675 \text{ KN/ml}$

Moment de flexion dû à Q :  $M_s = 0.5 \text{ KN.m}$

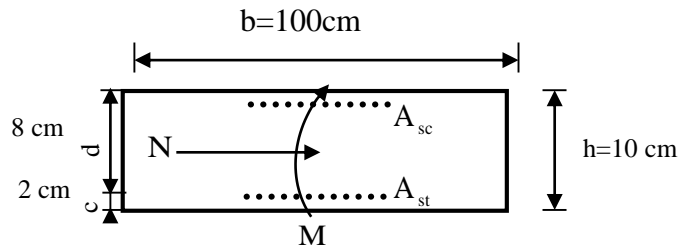


Figure III.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

### III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

#### III.1.4.1. Etat limite ultime :

##### a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.261} = 0.331 \text{ m} \geq \left( \frac{h}{2} - c' \right) = \left( \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.03 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes :

##### b) Armature fictive :

$$M_f = N_u \times \left( e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.261 \times (0.33 + 0.05 - 0.02) = 0.813 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.813 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (8)^2} = 0.0089 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0.813 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0.996} \approx 0.29 \text{ cm}^2$$

##### c) Armature réelle :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.29 - \frac{2.261 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.22 \text{ cm}^2$$

**III.1.5.Vérifications :****III.1.5.1.Condition de non fragilité : (BAEL91-modifié99/Art.A.4.2,1)**

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[ \frac{e_u - 0,455(d)}{e_u - 0,185(d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[ \frac{33,1 - 0,455 \times (8)}{33,1 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{min} \Rightarrow$  condition non vérifiée.

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

**Soit :**  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

**Soit :**  $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.1.5.2.Contrainte tangentielle : (BAEL91-modifié99/Art.A.5.2,2)**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,0187 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

**III.1.5.3.Vérification de l'adhérence dans les barres : (BAEL91-modifié99/Art. A.6.1,3)**

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$$\text{Aciers haute adhérence} \Rightarrow \Psi_S = 1,5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

**Avec :**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 12,56 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0,165 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.1.5.4. Ancrage des barres : (BAEL91-modifiée99/Art A.6.1, 22)**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} \rightarrow l_s = 25.39 \text{ cm.}$$

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

**III.1.6. Vérification à l'ELS**

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant **préjudiciable**.

- Effort normal de compression  $N_s = N = 1.675\text{KN}$
- Effort tranchant  $T_s = T = 1\text{KN}$
- Moment fléchissant  $M_s = M = 0,5\text{KN.m}$

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm  $\Rightarrow \eta = 1.6$

**III.1.6.1. Vérification des contraintes dans l'acier : (BAEL91-modifiée99/Art A.4.5.3.2)**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5f_e, 110\sqrt{nf_{c28}} \right\} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 x A_s}{b x d} = \frac{100 x 2,51}{100 x 8} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow \kappa_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,5 x 10^3}{0,912 x 8 x 2,51} = 27.30\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 27.30\text{Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201,63\text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.1.6.2. Vérification des contraintes de compression dans le béton : (BAEL91-modifiée99/Art A.4.5, 2)**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} x \sigma_{st} = \frac{1}{41,82} x 27.3 = 0,637\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,637\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

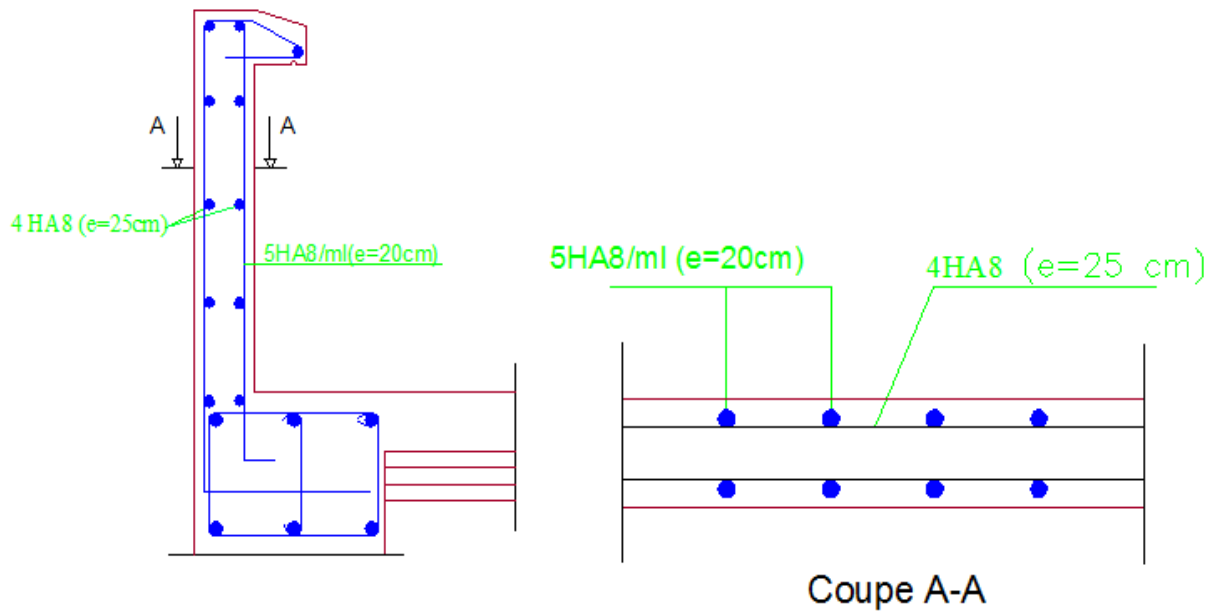
$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_s}{\kappa_1} = \frac{201,63}{27.08} \approx 7.44\text{Mpa} < 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

**III.1.7.Conclusion :**

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : **5 HA8/ml** avec  $e=20\text{cm}$ .

Armatures de répartition : **4 HA8/ml** avec  $e=25\text{cm}$ .



**Figure III.5 :** schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.2.Calcul des planchers :

Les planchers de notre ouvrage sont constitués de corps creux reposant sur des Poutrelles qui seront disposées suivant le sens de la petite portée, avec un espacement de 65 cm et d'une dalle de compression.

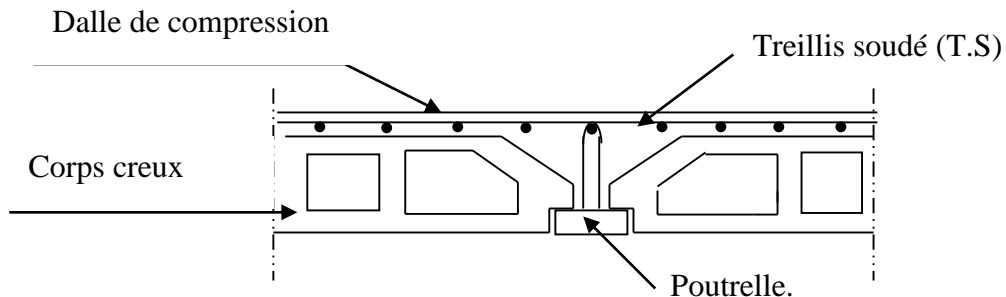


Figure III.6 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

#### III.2.1.calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de (5cm), coulée sur place et elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE520 dont les dimensions des mailles et les sections sont données par (BAEL91-modifiée99/Art B.6.8.4).

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

La largeur de l'hourdis :

$$50\text{cm} < L < 80\text{cm}$$

L : est l'entre axe des poutrelles.

#### III.2.2.Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

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

L : Distance entre axes des poutrelles, pour :  $50\text{cm} < L < 80\text{cm}$  L = 65cm

$A_{\perp}$  : Section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$f_e$  : Limite d'élasticité des barres. ( $f_e = 520\text{MPa}$ )

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

Nous adopterons :  $A_{\perp} = 5\text{T}6 = 1.41\text{cm}^2$  avec  $st = 20 \text{ cm}$

#### III.2.3.Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

On prend  $5\text{T}6 = 1.41 \text{ cm}^2$  avec  $st = 20 \text{ cm}$

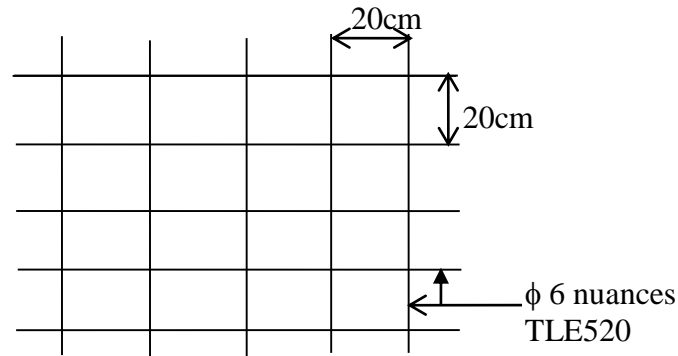


Figure III.7: Treillis soudé de 20x20 cm.

### III.2.4. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties et le calcul se fait en deux étapes : avant et après le coulage.

#### III.2.4.1. Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier, la section est estimée à  $(4 \times 12) \text{ cm}^2$ .

- ❖ **Remarque :** la portée à prendre compte dans les calculs est mesurée entre nus d'appuis. (BAEL91-modifié99/Art B.6.1, 1).

#### a) Chargement :

- Poids propre de la poutrelle.....  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps Creus .....  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$   
 $G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'un ouvrier.....  $Q = 1.0 \text{ KN/ml}$

#### b) Calcul à l'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable en considérant la fissuration non préjudiciable.

#### b.1) Combinaison d'action à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1.0) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

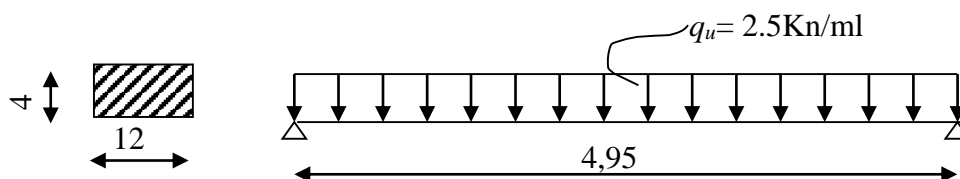


Figure III.8 : Schéma statique de la poutrelle.

**b.2) Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{2.5(4.95)^2}{8} = 7.66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**b.3) Calcul de l'Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_l}{2}$$

$$V_u = \frac{2.5(4.95)}{2} = 6.187 \text{ KN}$$

**b.4) Ferrailage :**

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

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

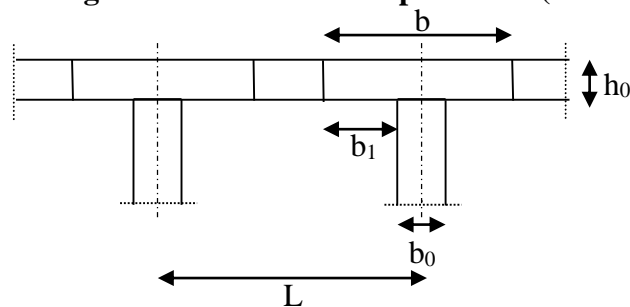
$$\mu = \frac{7.66 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 11.23 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée.}$$

**c) Conclusion :**

Vu la faible hauteur de poutrelles, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle.

**III.2.4.2. Etude de la poutrelle après le coulage :**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher elle travaille en flexion simple.

**a) Détermination de la largeur de la table de compression : (BAEL91 modifiée 99/A.4.1,3)**

**Figure III.9 :** construction de la section en T.

$l$  : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ( $l = 65 - 12 = 53\text{cm}$ )

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

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression (5cm)

$L$  : la plus grande portée libre des poutrelles (4.95m)

**b) Largeur de la table à mi travée :**

La largeur  $b_1$  de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure et limité à la plus faible des valeurs ci-dessous :

- $b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm}$
- $b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{495}{10} = 49.5 \text{ cm}$
- $b_1 \leq \frac{2}{3} X$

$X$  : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapprochés.

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \left( \frac{495}{2} \right) = 165 \text{ cm}$$

- $b_1 \leq \frac{l_1 + l_2}{40} + \frac{2}{3} X$

$$b_1 = \min (26,5 ; 49,5 ; 165 ; 189,5)$$

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

On a :

$$b = 2b + b_0 = 2 * 26.5 + 12 = 65$$

**c) Charge et surcharge repris par la poutrelle :**

Poids du plancher :  $G = 5,74 * 0,65 = 3,731 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 * 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

**d) La combinaison de charge :**

ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,5 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 4,71 \text{ KN/ml}$

**III.2.5.Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthodes forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de trois moments.

**III.2.5.1.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

**(BAEL91-modifiée99/Art B.6.2.210)**

a) Charge d'exploitation :

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

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11,48 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) La fissuration est non préjudiciable.

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

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4,85}{4,95} = 0,98 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{4,95}{4,95} = 1 \quad ; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{4,95}{4,85} = 1,17 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

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

### III.2.5.2.Principe de la méthode (BAEL91-modifié99)

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

### III.2.5.3.Exposé de la méthode :

▪ Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  dont  $L$  : longueur entre nus des appuis.
- $M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

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

0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.

0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

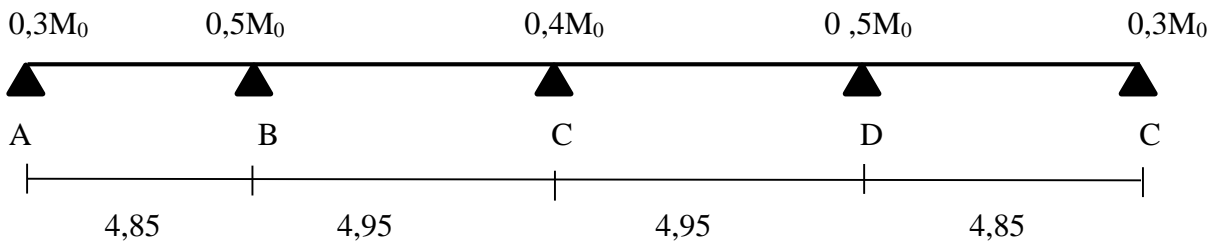
**III.2.5.4.application de la méthode :****a) Rapport de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,74} = 0,207$$

$$1+0,3\alpha=1,0621$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0.631$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0.531$$

**b) Calcul des moments isostatiques :****Figure III.10:** schéma statique de la poutrelle a plusieurs travées.

$$M_{0AB} = M_{0DE} = q_u \times L^2 / 8 = 6,5 \times (4,85)^2 / 8 = 19.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0CD} = q_u \times L^2 / 8 = 6,5 \times (4,95)^2 / 8 = 19.9 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{0AB} = 5,733 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{0AB} = 9,55 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_{0BC} = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_B = 9,55 \text{ KN.m}$$

$$M_E = M_A = 5,733 \text{ KN.m}$$

**d) Calcul des moments en travées :**

$M_0$  : 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).

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 :  $M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0$

e) Calcul des efforts tranchants :

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

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

❖ Les Résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
A-B	19,11	5,73	9,55	12,65	14,98	-16,54
B-C	19,90	9,55	7,96	12,37	16,40	-15,76
C-D	19,90	7,96	9,55	12,37	15,76	-16,40
D-E	19,11	9,55	5,73	12,65	16,54	-14,98

Tableau III.1 : calcul des efforts interne en travée.

f) Diagramme des efforts internes :

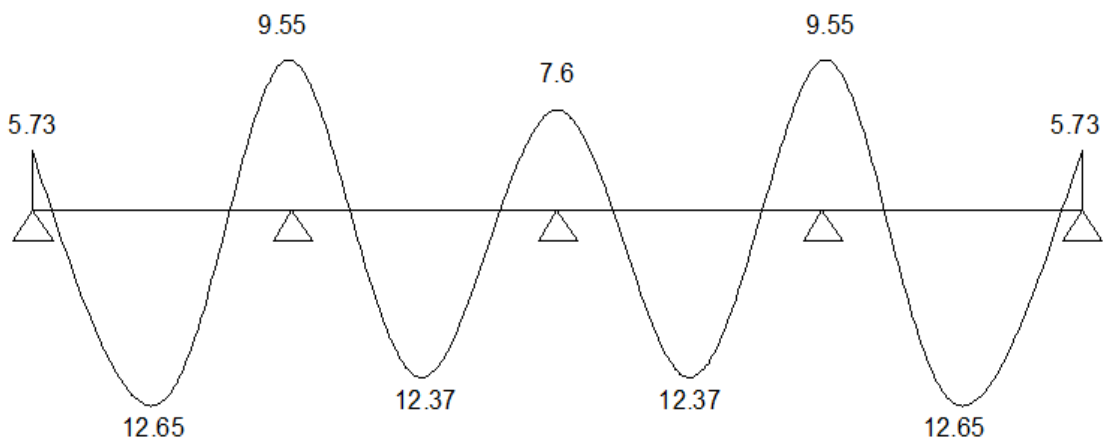
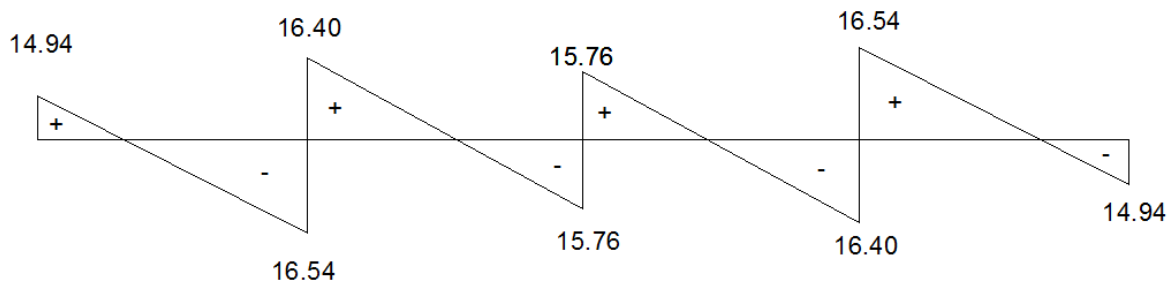


Figure III.11: diagramme des moments à l'ELU.

**g) Diagramme des efforts tranchants :**

(KN)

**Figure III.12 :** diagramme des efforts tranchants**III.2.6. Ferrailage à l'ELU :**

On adoptera le même ferrailage e travée avec le moment maximum  $M_t^{\max} = 12.65 \text{ KN.m}$  et aux appuis avec  $M_a^{\max} = 9,55 \text{ KN.m}$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont :  
 $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $h = 25 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $d = 23 \text{ cm}$

**III.2.6.1. Les armatures longitudinales :**▪ **En travée :**

Le moment d'équilibre par la table de compression

$$M = bxh_0x \left( d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times (0,23 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 77,53 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 77,53 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

$M_{\max}^t \leq M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre se situe dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h), (25x65) cm<sup>2</sup>

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,65 \times 10^3}{65 \times 23^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$  La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{12,65 \times 10^3}{0,987 \times 23 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

$$A_{st} = \mathbf{03 \ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$$M_a^{\max} = 9,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,55 \times 10^3}{65 \times 23^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392$$

$$\mu_b < \mu_e \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,944$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9,55 \times 10^3}{0,944 \times 23 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

$$A^a = 2 \text{ HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

### III.2.6.2. Les armatures transversales :

#### a) Diamètre des barres :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par l'article :  
(BAEL91-modifiée99/Art A.7.2.12.).

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,71 \text{ cm}$$

$\Phi_1^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\text{On choisit : } A_t = 2T8 = 0,67 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

#### b) L'espacement des cadres : (BAEL91-modifiée99/ Art A.5.1, 22)

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 218; 40 \text{ cm}) = 20,7 \text{ cm}$$

**Soit :** un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

### III.2.7. Vérification à l'ELU :

#### III.2.7.1. Condition de fragilité non fragilité : (BAEL91-modifiée99/Art A.4.2, 1)

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 23 \times 2,1 / 400$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 23 \times 2,1 / 400$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### III.2.7.2. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91-modifiée99/Art A.5, 1.1)

On doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{16,54 \times 10^3}{120 \times 230} = 0,599 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,599 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.7.3. Vérification de d'entraînement des barres : (BAEL91-modifiée99/Art A.6.1.3)

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} = \frac{16,54 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 2 \times \pi \times 10} = 1,27 \text{ MPa}$$

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

$$\sum u_i = n\phi\pi = 2 \times 3,14 \times 10 = 6,28 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

#### ❖ Remarque :

Pas de risque d'entraînement des barres

### III.2.7.4. Ancrage des barres : (BAEL91-modifiée99/Art A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage et de :  $L_c = 0,4 \cdot L_s = 14 \text{ cm}$

### III.2.7.5. Influence de l'effort tranchant sur le béton: (BAEL91-modifiée99/Art A.5.313)

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 23 \times 12 = 165,6 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 165,6 \text{ KN}$$

#### ▪ Sur appuis intermédiaire :

$$V_U = 16,40$$

$$V_U < V_{\max} = 165,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ▪ Sur appuis de rives :

$$V_U = 16,54$$

$$V_U < V_{\max} = 165,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.8. Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,731 + 0,975 = 4,71 \text{ KN/ml}$$

$$q_s/q_u = \frac{4.71}{6.5} = 0,724$$

❖ Les Résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>E</sub> (KN.m)	M <sub>T</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>E</sub> (KN)
A-B	13.83	4.15	6.914	9.158	10.816	-11.97
B-C	14.704	6.914	5.763	8.956	11.873	-11.410
C-D	14.704	5.763	6.914	8.956	11.410	-16.40
D-E	113.83	6.914	4.15	9.158	11.975	-10.816

Tableau III.2 : calcul des efforts interne à l'ELS.

a) moment fléchissant :

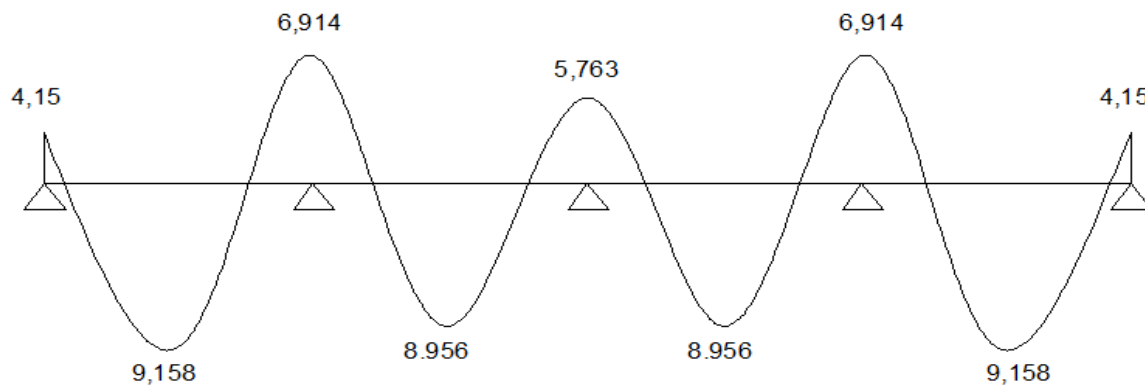
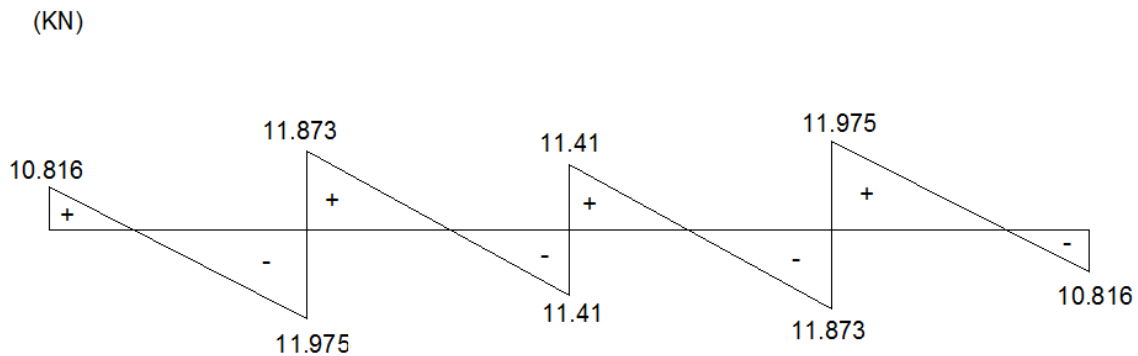


Figure III.13 : diagramme des moments à l'ELS

**b) les efforts tranchants :****Figure III.14 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELS**III.2.9. Les vérifications à l'ELS :****III.2.9.1. Vérification de la résistance à la compression du béton :****(BAEL 91-modifiée 99/Art A.4.5.2)**

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

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

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st}/k \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} K_1$$

▪ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 23} = 0,157$$

$$\rho_1 = 0,157 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow K_1 = 61,92$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{9,158 \times 10^3}{0,935 \times 23 \times 2,35} = 181 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{181}{61,62} = 2,93 \text{ MPa}$$

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

$2,93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

▪ **En appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,17}{12 \times 23} = 0,567$$

$$\rho_1 = 0,568 \rightarrow \beta_1 = 0,888 \rightarrow K_1 = 26,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6.914 \times 10^3}{0,888 \times 23 \times 1,57} = 215,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{215,6}{29,64} = 7,27 \text{ MPa}$$

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

7,27 MPa < 15 MPa  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

La vérification étant satisfaites alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

### III.2.9.2.état limite d'ouverture des fissures : (BAEL91-modifiée99/Art A.4.5.3)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III.2.9.3.Etat de déformation : (BAEL91-modifiée99/Art B.6.5.1)

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

$$1- \frac{h}{L} = \frac{25}{495} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,05 < \frac{9.158}{10 \times 14.407} = 0,063 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,35}{23 \times 12} = 0,0085 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on va vérifier la flèche.

### (BAEL91-modifiée99/Art B.6.5.2)

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

$$f_i = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fi}} < \frac{L}{500}$$

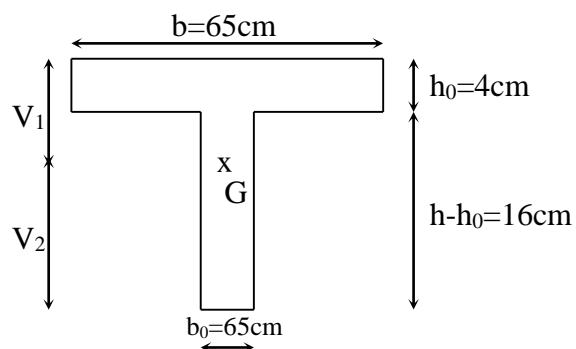


Figure III.15 : section en T.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 25 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,35 = 547,25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 25^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 23 = 4984,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{4984,75}{547,25} = 9,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 9,10 = 15,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (9,1^3 + 15,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (9,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (15,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 36873,16 \text{ cm}^4$$

**Avec :**

$M_s$  : moment fléchissant max à l'ELS

$E_v$  : module de déformation différée du béton,  $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

$B_0$  : section homogène

$\rho$  : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure

▪ **En travée :**

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 23} = 0,0085$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0085 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 4,839$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,93$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0085 \times 181 + 2,1} = 0,462$$

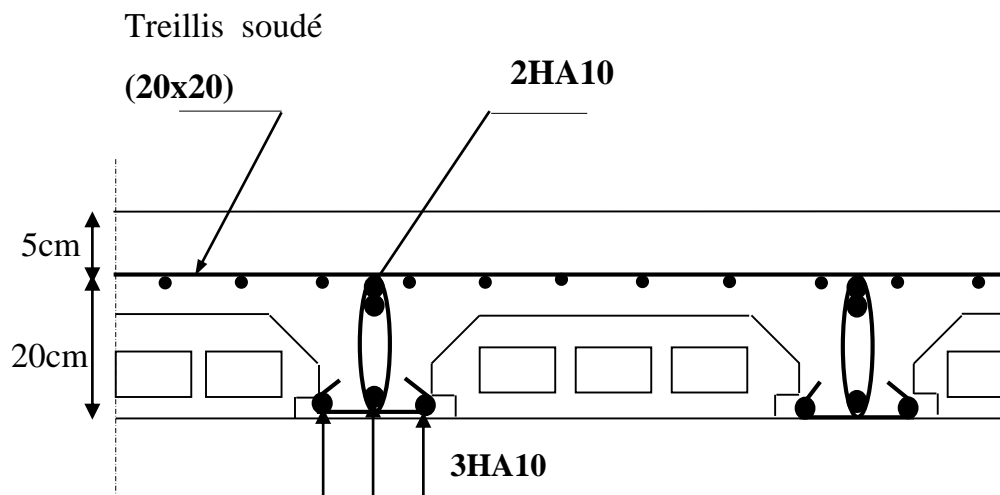
$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 36873,16}{1 + 4,839 \times 0,462} = 12557,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 3673,16}{1 + 1,93 \times 0,462} = 21437,883 \text{cm}^4$$

$$f_i = \frac{9,158 \times (4950)^2}{10 \times 32164,61 \times 1255,42} = 5,38 \text{mm} < \frac{L}{500} = 9,9 \text{mm}$$

$$f_v = \frac{9,158 \times (4950)^2}{10 \times 10818,87 \times 21437,88} = 9,45 \text{mm} < \frac{L}{500} = 9,9 \text{mm}$$

La flèche est vérifiée ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'ELS

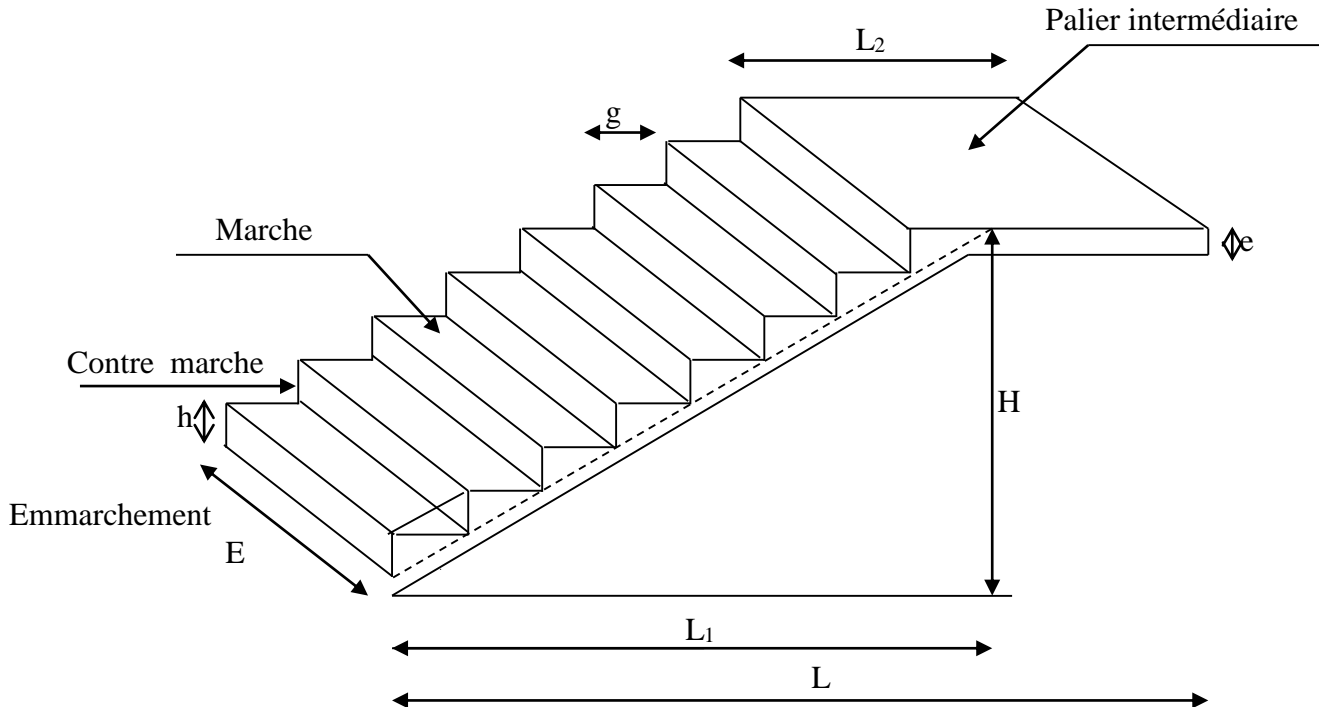


**Figure III.16 :** schéma de ferrailage du plancher en corps creux.

### III.3.L'escalier

**III.3.1.Introduction :** Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.



**Figure III.17 :** Coupe verticale de l'escalier.

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- 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 séparant deux contre marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $L_1$ .
- La paillasse d'épaisseur  $e_p$ , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'embranchement  $E$  représente la largeur de la marche.
- le palier de longueur  $L_2$ , est l'élément intermédiaire entre deux volées
- La montée  $H$  représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

### III.3.2.Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

#### III.3.2.1.marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où :

$h$  : la hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

$g$  : le giron  $28 \leq g \leq 32$  [cm].

On adopte :  $h=16\text{cm}$ .

**III.3.2.2. Le nombre de contremarches (n) est donné par :**

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant  $H = 3.20m$ .

Alors :  $n = 3.20/0.16 = 20$

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 10 contremarches et 9 marches par volée.

**III.3.2.3. Calcul du giron :**

Le giron « g » est donné par la formule suivante :  $59cm \leq 2h+g \leq 66cm$

Pour  $h = 16cm$  on aura :  $27cm \leq g \leq 34cm$

On prend :  $g = 30cm$ .

▪ **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 16) + 30 = 62cm$$

On remarque bien que :  $59 \leq 62 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**III.3.3. Pré dimensionnement de la paillasse :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

$L$  : longueur projetée du palier et de la paillasse ;  $L=L_1+L_2$

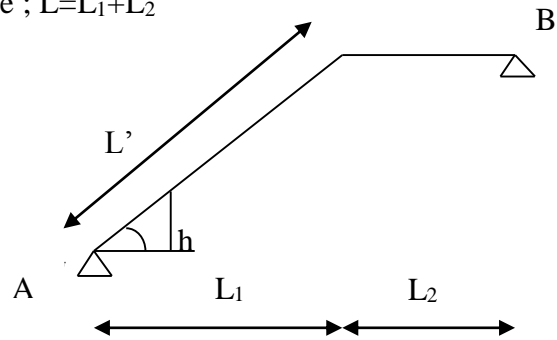
$$440/30 \leq e_p \leq 440/ 20 \Rightarrow 14.66 \leq e_p \leq 22$$

Soit :  $e_p = 20cm$ .

Calcul de  $\alpha$  :  $tg\alpha = \frac{h}{g}$

$$tg\alpha = \frac{16}{30} = 0.53 \Rightarrow \alpha = 28.07^\circ$$

$$Cos\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.882 \Rightarrow L' = 340cm$$



**Figure III.18:** *schema statique de l'escalier.*

**III.3.4. Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

**III.3.4.1. Charge permanente :**

**a) Paillasse :**

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Paillasse	$25 \times \frac{0.2}{\cos\alpha} = 5.67$
Marches	$25 \times \frac{0.16}{2} = 2$
Revêtement :	$20 \times 0.02 = 0.40$
Carrelage [2cm]	$20 \times 0.03 = 0.60$
Mortier de pose	$= 0.20$
Garde-corps	$18 \times 0.02 = 0.36$
Lit de sable	
<b>G= 9.23</b>	

**Tableau III.3 :** *Charge permanente de la paillasse.*

**b) Palier :**

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Palier	$25 \times 0.2 = 5$
Revêtement :	$20 \times 0.03 = 0.60$
Carrelage [2cm]	$18 \times 0.02 = 0.36$
Mortier de pose	
Lit de sable	
	<b><math>G_{pl} = 6.36</math></b>

**Tableau III.4 :** Charge permanente de la paillasse.

**III.3.4.2.Charges d'exploitation :**

Palier :  $Q_{pl} = 2.5 \text{ KN/ml}$

Paillasse :  $Q_{ps} = 2.5 \text{ KN/ml}$

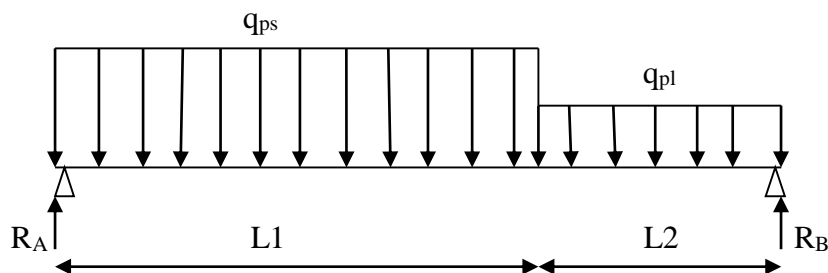
**III.3.5.Calcul à l'ELU:**

**III.3.5.1.Calcul des sollicitations :**

**a) Combinaisons des charges :**

Paillasse :  $q_{ps} = (1.35 \times 9.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.21 \text{ KN/ml}$

Palier :  $q_{pl} = (1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.336 \text{ KN/ml}$



**Figure III.19:** Schéma de chargement à l'ELU.

**b) Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 16.21 \times 3 + 12.336 \times 1.4$$

$$R_A + R_B = 65.89 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4.4 R_B = 12.336 \times 1.4 \times 3.7 + 16.21 \times 3 \times 1.5 \Rightarrow R_B = 31.09 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$R_A = 34.80 \text{ KN}$$

c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant

▪ Pour  $0 \leq x \leq 3\text{m}$

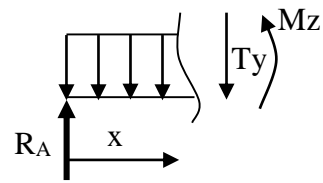
$X = 0 \Rightarrow T_y = R_A = 34.80 \text{ KN}$

$X = 3\text{m} \Rightarrow T_y = 34.80 - 16.21 \times 3 = -13.83 \text{ KN}$

$M_Z = R_A X - q_{ps} x^2 / 2$

$X = 0 \Rightarrow M_Z = 0$

$X = 3\text{m} \Rightarrow M_Z = 31.45 \text{ KN.m}$



▪ Pour  $3 \leq x \leq 4.4\text{m}$

$T_y = R_A - q_{ps} \times 3 - q_{pl} (x - 3)$

$X = 3 \Rightarrow T_y = -13.83 \text{ KN}$

$X = 4.40 \Rightarrow T_y = -31.09 \text{ KN}$

$M_Z = R_A x - (q_{ps} \times 3) (x - 1.5) - q_{pl} \frac{(x - 3)^2}{2}$

$X = 3 \Rightarrow M_Z = 31.45 \text{ KN.m}$

$X = 4.40 \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$

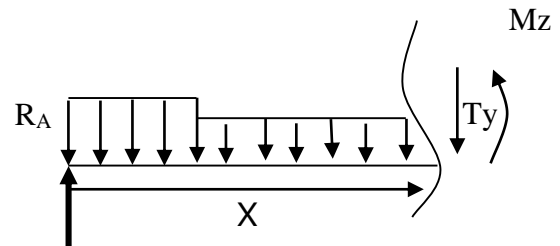
Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de :

$x = 2.15\text{m}$  d'où :  $M_Z^{\text{max}} = 37.35 \text{ KN.m}$

$M_0 = M_Z^{\text{max}} = 37.35 \text{ KN.m}$

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3 \times M_Z^{\text{max}} = -11.20 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0.85 \times M_Z^{\text{max}} = 31.74 \text{ KN.m}$



e) Diagramme des efforts :

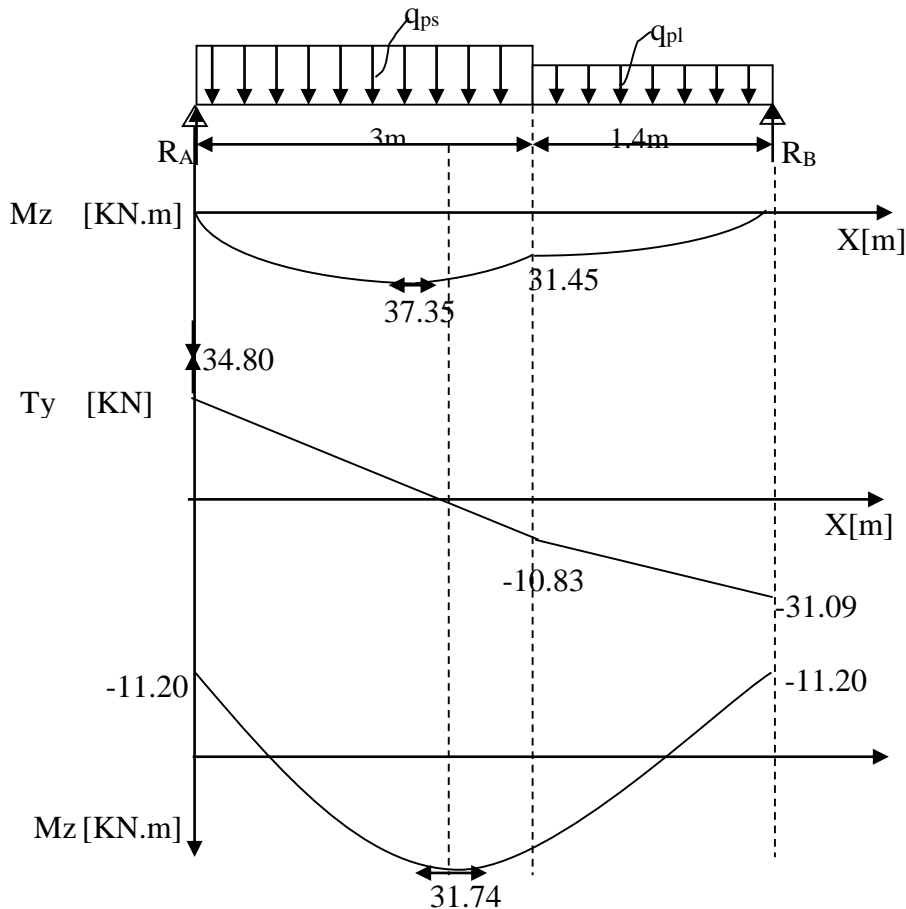


Figure III.20 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

**III.3.6. Calcul des armatures:**

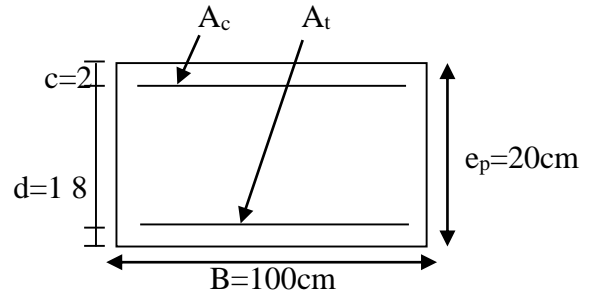
**III.3.6.1. Armatures principales :**

▪ **En travée**  $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31.74 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.069 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$

$\mu = 0.069 \Rightarrow \beta = 0.964$

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31740 \times 10^6}{0.964 \times 180 \times 348} = 5.25 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml  
Avec un espacement de 20cm



▪ **Aux appuis**

$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.20 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$

$\mu = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$

$A_a = \frac{11.0 \times 10^6}{0.988 \times 180 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2$  soit 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec un espacement de 25cm.

**III.3.6.2. Armatures de répartition:**

a) **En travée :**  $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$  soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.

b) **En appuis:**  $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$  soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec un espacement de 25cm.

**III.3.7. Vérifications à l'ELU :**

a) **condition de non fragilité : (BAEL91-modifié99/Art A.4.2.1)**

$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$

1) **En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

2) **Aux appuis :**  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

b) **Ecartement des barres: (BAEL91-modifié99/Art A.8.2.42)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**  $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Travée :  $e = 20 \text{ cm}$   
Appuis :  $e = 25 \text{ cm}$  }  $< 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

- **Armatures de répartition:**  $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas  $V_u^{\max}(x) = 34.80 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{34.80 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Vérification de la condition d'adhérence : (BAEL91-modifié99/Art A.6.13)**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 10$$

$$\tau_{se} = \frac{34.80 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 4 \times 3.14 \times 10} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**e) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9 bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 18 \times 100}{1.5} = 1080 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 34.80 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[ \frac{1.15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -11.20 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[ \frac{1.15 \times 10}{400} \left( 34.80 - \frac{11.20 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \right] = -0.987 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**f) Ancrage des barres : (BAEL91-modifié99 /Art A.6.1.23)**

Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \psi s^2 ; f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

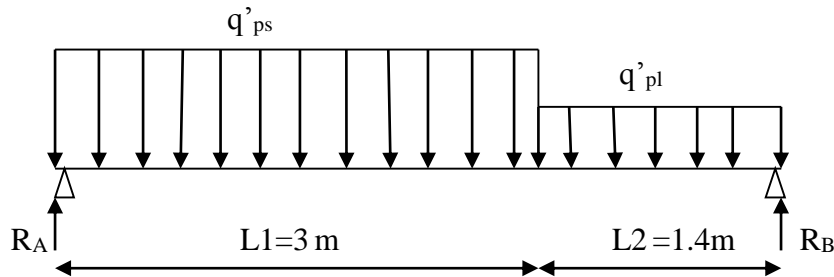
$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm. Soit : } L_s = 35 \text{ cm.}$$

**III.3.8. Calcul à l'ELS :**

**III.3.8.1. Combinaison de charges :**

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 9.23 + 2.5 = 11.73 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 6.36 + 2.5 = 8.86 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.21 :** Schéma statique de calcul à l'ELS.

**III.3.8.2. Réaction d'appuis :**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 11.73 \times 3 + 8.86 \times 1.4$$

$$R_A + R_B = 47.59 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4.4 R_B = 8.86 \times 1.4 \times 3.7 + 11.73 \times 3 \times 1.5 \Rightarrow R_B = 22.43 \text{ KN}$$

Ce qui donne  $R_A = 25.16 \text{ KN}$

**III.3.8.3. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :**

▪ Pour  $0 \leq x \leq 3\text{m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps}x$$

$$X = 0 \Rightarrow T_y = R_A = 25.16 \text{ KN}$$

$$X = 3\text{m} \Rightarrow T_y = 25.16 - 11.73 \times 3 = -10.03 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \Rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 3\text{m} \Rightarrow M_Z = 22.70 \text{ KN.m}$$

▪ Pour  $3 \leq x \leq 4.40\text{m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 3 - q'_{pl} (x - 3)$$

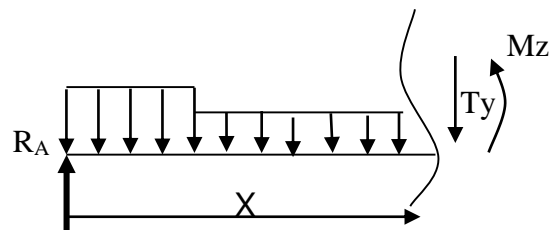
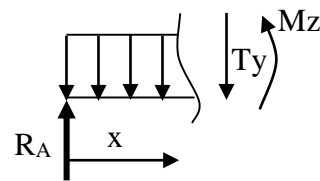
$$X = 3\text{m} \Rightarrow T_y = -10.03 \text{ KN}$$

$$X = 4.4\text{m} \Rightarrow T_y = -22.43 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q'_{ps} \times 2.4) (x - 1.2) - q'_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 2.4 \Rightarrow M_Z = 17.95 \text{ KN.m}$$

$$X = 3.95 \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$$



Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de:

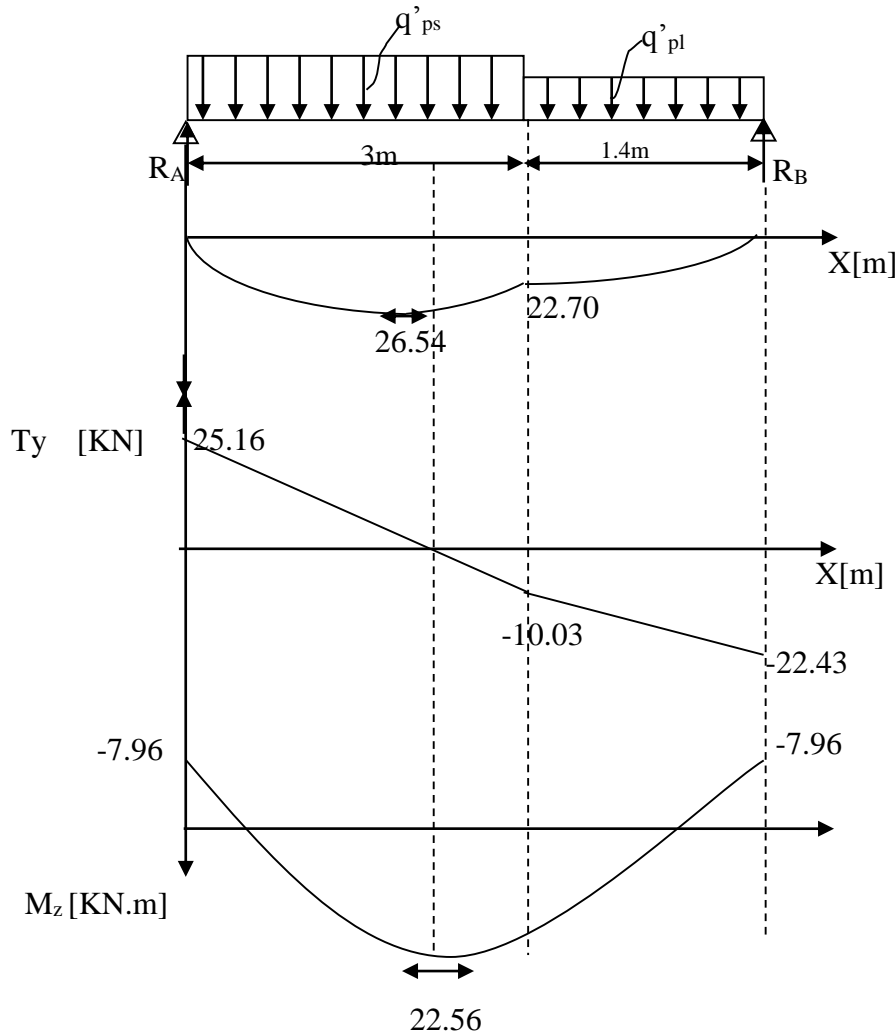
$x = 2.14\text{m}$  d'où  $M_z^{\max} = 26.54\text{KN.m}$

$M_0 = M_z^{\max} = 26.54\text{KN.m}$

**Aux appuis :**  $M_{sa} = -0.3 \times M_z^{\max} = -7.96\text{KN.m}$

**En travée :**  $M_{st} = 0.85 \times M_z^{\max} = 22.56\text{KN.m}$

**III.3.8.4. Diagramme des efforts :**



**Figure III.22 :** *diagramme des efforts internes à l'ELS.*

**III.3.9. Vérification à l'ELS:**

**III.3.9.1. Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

**III.3.9.2. Etat limite de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b.$$

▪ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.932 \Rightarrow \alpha_1 = 0.204 \quad K = 58.53$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times Aa} = \frac{7.96 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} = 151.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K1} = 2.58 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.912 \Rightarrow \alpha_1 = 0.264 \quad K = 41.82$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{22.56 \times 10^6}{0.899 \times 180 \times 565} = 243.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K1} = 5.816 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.3.9.3. Etat limite de déformation : (BAEL91\*modifié99/Art B.6.5.3)**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 \leq \frac{22.56}{10(26.54)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

La 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

**Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

**Avec :**

$$q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(11.73; 8.86) = 11.73 \text{ KN/mL}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 18) = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.67 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

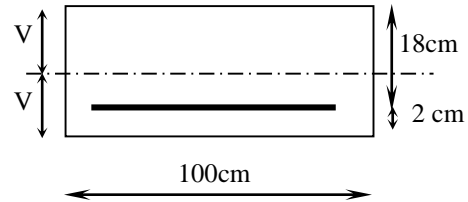
$$I = \frac{100}{3} \times (10.32^3 + 9.67^3) + 15 \times 5.65 \times (9.67 - 2)^2$$

$$I = 71756.72 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.73 \times 10^3 \times (4.40)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 71756.72 \times 10^{-8}} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  Condition vérifiée.



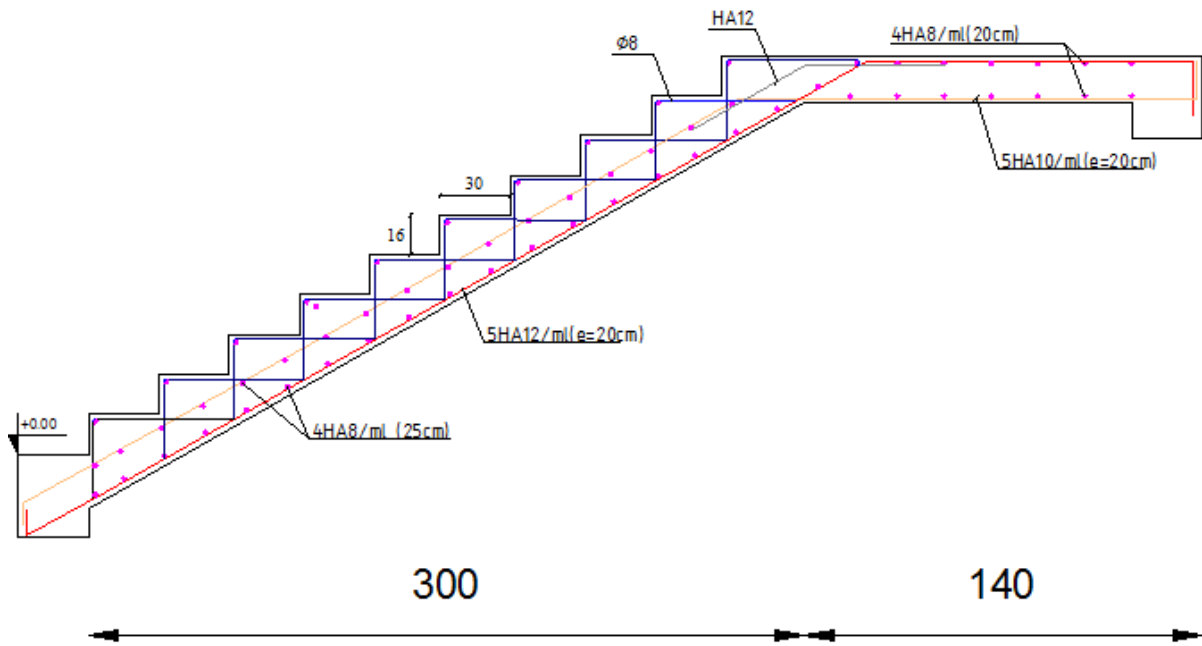


Figure III.23 : schéma de ferrailage des escaliers.

### III.4. Dalle de la salle machine

#### III.4.1. Introduction :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , de surface égale à  $(1.75 \times 1.95 = 3.4125\text{m}^2)$  pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

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

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

**Avec :**

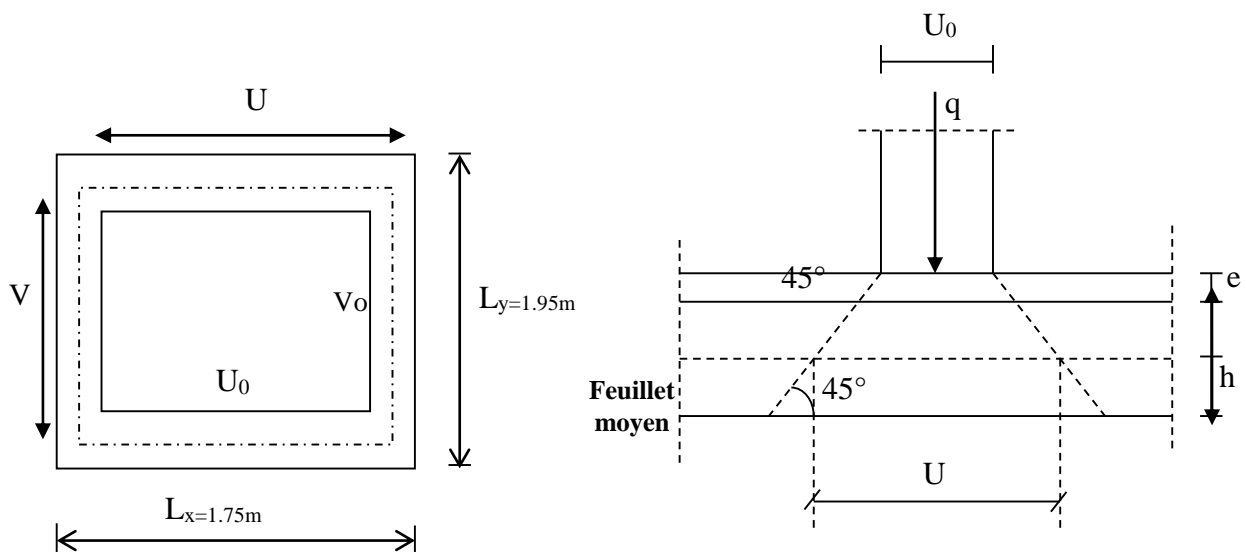
$\nu$  : Coefficient de Poisson

$M_1, M_2$  : Valeurs données par les abaques de **PIGEAUD** en fonction des rapports suivants :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}, \frac{U}{Lx}, \frac{V}{Ly}$$

$q$ : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$u, v$  : dimensions du rectangle sur le qu'il s'applique la charge  $q$  contenue de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton



**Figure III.24 :** Schéma de la salle machine.

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

**Avec :**

$h_0$  : épaisseur de la dalle ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ ).

$e$ : épaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$K$  : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$u_0, v_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$ ).

**D'ou :**

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

**III.4.2.Calcul des efforts :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{195} = 0.9 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.} \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{195} = 0.538 \end{array} \right.$$

**A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :**

$$M_1 = 0.087 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.070 \text{ KN.m}$$

**III.4.2.1.Calcul des moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage :**

$$\text{A l'ELU : } \mathbf{v} = \mathbf{O} \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} M_{x1} = q_u M_1 \\ M_{x2} = q_u M_2 \end{array}$$

**Avec :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml.}$$

**D'où :**

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.087 = 10.57 \text{ KN.m.}$$

$$M_{x2} = 121.5 \times 0.070 = 8.505 \text{ KN.m.}$$

**III.4.2.2.Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

**Avec :**

$\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$$\mu_x = 0.0458.$$

$$\mu_y = 0.778.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q.$$

**Poids de la dalle :**

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1\text{m} = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

**d'où:**

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 1.1287 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 0.878 \text{ KN.m}$$

**III.4.2.3.Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 10.57 + 1.1287 = 11.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 8.505 + 0.878 = 9.383 \text{ KN.m}$$

- **Remarque:**

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**a) Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M$$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 9.945 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 7.975 \text{ KN.m}$$

**b) Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M$$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -3.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -2.81 \text{ KN.m}$$

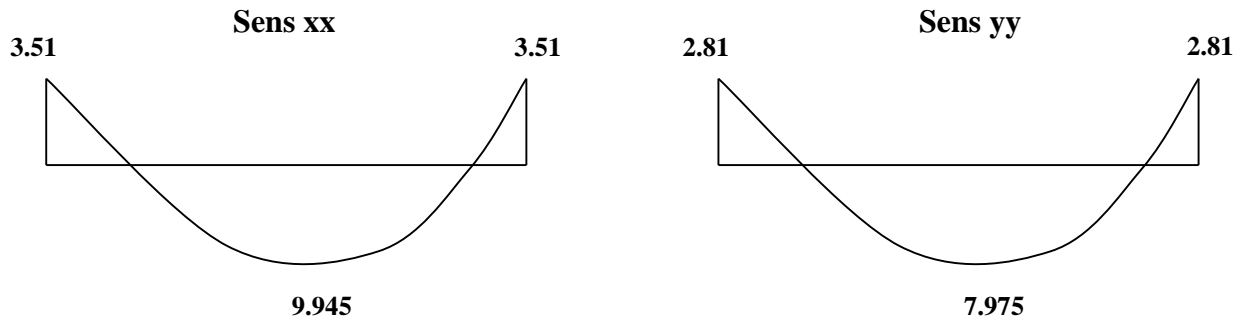


Figure III.25 : diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU.

**III.4.3. Ferrailage de la salle machine :**➤ **Sens x-x :****a) En travée :****Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_{x,t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.945 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0486$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.048 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_{x,t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.945 \cdot 10^3}{0.975 \times 12 \times 348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

**On opte pour :**  $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b) Aux appuis :****Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.51 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.51 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.848 \text{ cm}^2$$

**On opte pour :**  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Sens y-y :

a) En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit } \mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.975 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.039$$

On a :  $\mu_b = 0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA

$$\mu_b = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7.975 \times 10^3}{0.980 \times 12 \times 348} = 1.9486 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Aux appuis :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.81 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.014$$

On a :  $\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{2.81 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.6776 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.4.4. Vérification à l'ELU :

#### III.4.4.1. Diamètre minimaux des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### III.4.4.2. Ecartement des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.8.2.42)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

**Armatures // à  $l_x$  :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée.

**Armatures // à  $l_y$  :**  $S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm})$ .

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée.

**III.4.4.3. Condition de non fragilité : (BAEL91-modifié99/Art B.7.4) :**

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left( 3 - \frac{I_x}{I_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.9)}{2} \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

**III.4.4.4. Condition de non poinçonnement : (BAEL91-modifié99/Art A.5.2.42).**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.2 \text{ m.}$$

$N_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**III.4.4.5. Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.12} = 321.416 \text{ KN/m}^2 = 0.32 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est requise.

**III.4.5. calcul à l'ELS :****III.4.5.1. Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

**Avec :**

$$q_s = G = 90 \text{ KN.}$$

$$v = 0.2.$$

**Donc :**

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.086 + 0.2 \times 0.069) = 8.982 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.069 + 0.2 \times 0.086) = 7.758 \text{ KN.m}$$

**III.4.5.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G+Q = 4.85 + 1.00 = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0458 \times 5.85 (1.75)^2 = 0.820 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.778 \times 0.820 = 0.638 \text{ KN.m}$$

**III.4.5.3. Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 8.982 + 0.820 = 9.802 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 7.758 + 0.638 = 8.396 \text{ KN.m}$$

▪ **Remarque:**

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**a) Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M$$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 8.33 \text{ KN.m}$$

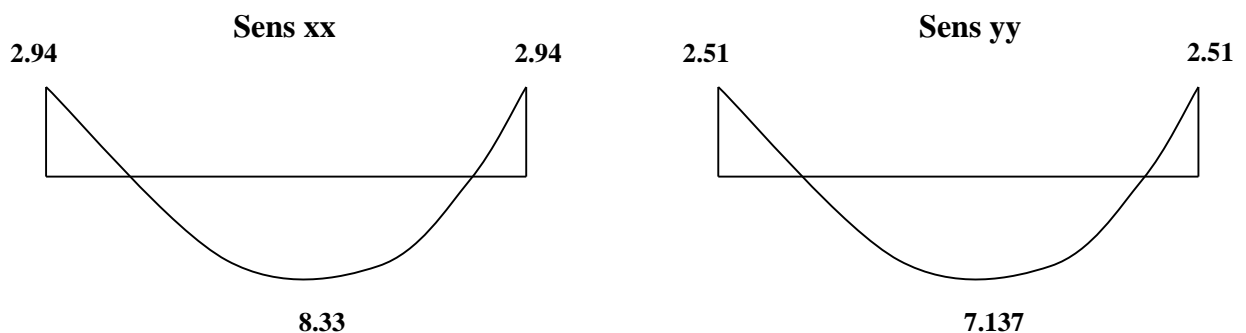
$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 7.1366 \text{ KN.m}$$

**b) Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M$$

$$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -2.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -2.51 \text{ KN.m}$$



**Figure III.26 :** Diagramme des moments dans les sens à l'ELS.

**III.4.6. Vérification à L'ELS :****III.4.6.1. Contrainte de compression dans le béton :**

➤ **Sens x-x :**(sens le plus défavorable).

**a) Aux appuis :**

$$M_a = 2.94 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.167 \Rightarrow k = 59.63 \text{ et } \beta = 0.933.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.94 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 130.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{130.64}{59.63} = 2.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) En travée :**

$$M_t = 8.33 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.262 \Rightarrow k = 46.73 \text{ et } \beta = 0.919.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.33 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 240.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{240.56}{46.73} = 5.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Remarque :**

Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

**III.4.6.2. Etat limite de fissuration :**

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

**III.4.6.3. 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 :

$$1) \frac{h}{\ell_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Tel que  $f_e$  en (MPa)

**Avec :**

$h$  : hauteur de dalle.

$M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $\ell_x$ .

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de  $(x - x)$  pour une bande de largeur égale à 1m.

$A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1m.

$d$  : La hauteur utile de la bande.

$b$  : La largeur de bande égale à 1m.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{\ell_x} &= \frac{15}{175} = 0,085 \\ \frac{M_{tx}}{20.M_x} &= \frac{8.33}{20 \times (9.802)} = 0,0425. \end{aligned} \right\} \frac{h}{\ell_x} = 0,085 > 0,0425 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0,0026$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc n'y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

### III.4.7.CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

#### a) En travées :

$$4HA10 \quad (\text{sens } x-x) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

$$4HA10 \quad (\text{sens } y-y) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

#### b) Aux appuis :

$$4HA8 \quad (\text{sens } x-x) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

$$4HA8 \quad (\text{sens } y-y) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

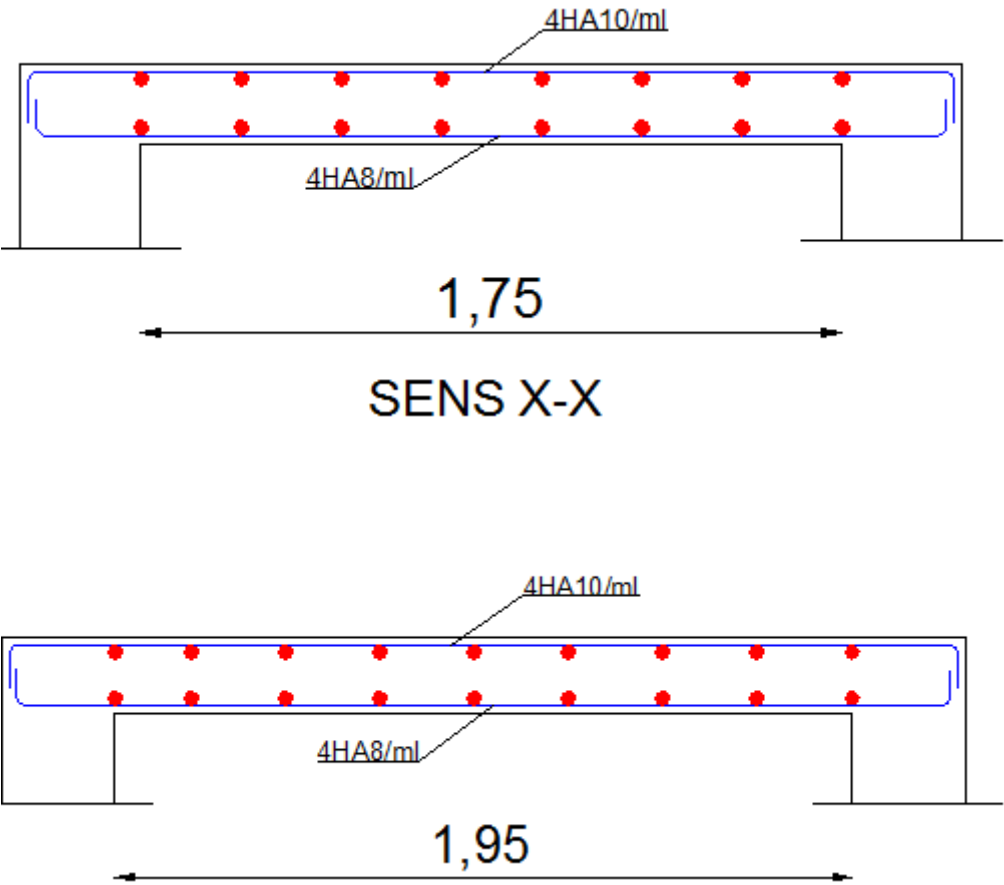


Figure III.27 : schéma de ferrailage de la salle machine.

### III.5. Calcul des balcons :

#### III.5.1. Introduction :

Le balcon sera assimilé à une console encadrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur sous les sollicitations suivantes :

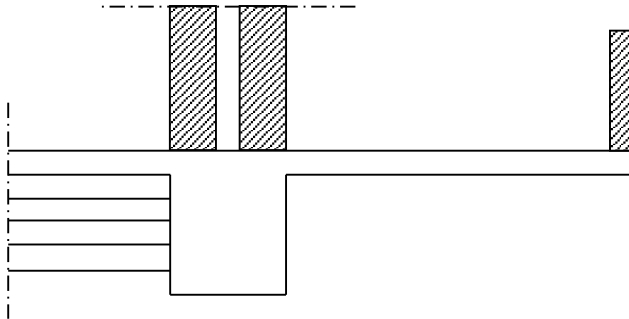


Figure III.28 : dimension du balcon.

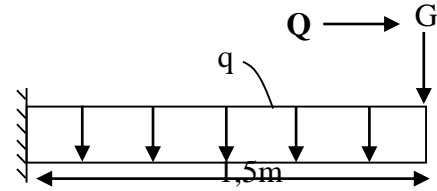


Figure III.29 : Schéma statique de balcon.

G : charge concentrée verticale revenant due à l'effet du poids propre et de garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Q : charge et surcharge verticale revenant au balcon.

#### III.5.2. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm} \quad \text{soit } e_p = 15\text{cm}$$

#### III.5.3. charge et surcharge du balcon :

##### III.5.3.1. Charges permanentes :

Poids propre de la dalle pleine :  $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Poids de revêtement :

Carrelage (2cm) :  $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$

Couche de sable (2cm) :  $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose :  $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/ml}$

Enduit ciment :  $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/ml}$

G = 5,35 KN/ml

##### III.5.3.2. charge concentrée :

Poids du garde-corps :

Poids de la brique :  $0,1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/ml}$

Poids d'enduit ciment :  $0,02 \times 18 = 0,72 \text{ KN/ml}$

G<sub>1</sub> = 1,62 KN/ml

##### III.5.3.3. surcharge d'exploitation :

Charge de la main courante :

Q<sub>1</sub> = 1KN/ml

Surcharge d'exploitation :

Q = 3,5 KN/m<sup>2</sup>

**III.5.4.calcul à l'ELU :****III.5.4.1.Combinaison de charge :**

$$1.35G + 1.5Q$$

Pour la dalle :

$$q_{u1} = 1,35(5,35) + 1,5(3,5) = 12,47 \text{ KN /ml}$$

Garde-corps :

$$q_{u2} = 1,35 \times 1,62 = 2.178 \text{ KN/ml.}$$

main courante :

$$q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN /ml.}$$

**III.5.4.2.calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times l$$

$$M_u = \frac{12,47 \times 1,5^2}{2} + 3,28 + 2,25 = 19,56 \text{ KN.m}$$

**III.5.4.2.calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} + q_{u3}$$

$$V_u = 12,47 \times 1,5 + 2,18 + 1,5 = 22.39 \text{ KN}$$

**III.5.5.Ferraillage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

**III.5.5.1.Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,56 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,096$$

$$\mu = 0,125 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,125 \Rightarrow \beta = 0,949$$

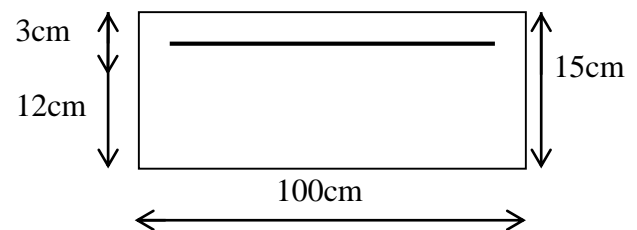
$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19,56 \times 10^3}{0,949 \times 12 \times 348} = 4.93 \text{ cm}^2$$

**On adopte :** 6HA12 = 6,78cm<sup>2</sup> avec : St = 16cm

**III.5.5.2.Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

**On adopte :** 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec : St = 25cm



**III.5.6. Vérifications à l'ELU :****III.5.6.1. Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL-modifié99/Art 4.2, 1)**

$$A_{\min} = \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.5.6.2. Vérification au cisaillement : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1.211)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{vu}{(b.d)}$$

$$\text{On a : } V_u = 22,39 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{22,39 \times 1000}{120 \times 1000} = 0,186 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.5.6.3. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = 3,14 \times 6 \times 12 = 226,08 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,39 \times 1000}{0,9 \times 120 \times 226,08} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.5.6.4. Ancrage rectiligne des barres :**

La longueur de scellement est donnée par la loi : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 253)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

**Avec :**

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,3 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la portée encre mesuré au moins  $l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

Soit la longueur hors du crochet égal à :  $l_r = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$

**III.5.6.5. Espacement des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1, 42)**

**Armatures principales :**  $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**Armatures répartitions :**  $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**III.5.7.Calcul à l'ELS :****III.5.7.1.Combinaison de charge :**

G+Q

$$q_{s1} = 5,35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 1G_1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s3} = Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$$

**III.5.7.2.calcul des moments :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times l$$

$$M_s = 13.89 \text{ KN.m}$$

**III.5.8.Verification à l'ELS :****III.5.8.1.Vérification des contraintes de béton : (BAEL91-modifié99/Art.A.4.5.2)**

$$p_1 = \frac{As}{bd} \times 100$$

$$p_1 = \frac{6,78}{100 \times 1212} \times 100 = 0,56 \Rightarrow \beta = 0,888 \Rightarrow K_1 = 29,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{13.89 \times 10^6}{0.888 \times 120 \times 678} = 192.22 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{192,25}{29.64} = 6,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.42 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**III.5.8.2.Vérification des contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{13.89 \times 10^6}{0.888 \times 120 \times 678} = 192.22$$

$$\sigma_s = 120.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.5.8.3. Vérification de la flèche : (BAEL91-modifié99/Art B.6.5.2)**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{16} 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,1 = \frac{13,89}{10 \times 13,89} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b d} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On dispense du calcul de la flèche vu que toutes les conditions sont vérifiées

**III.5.9. Conclusion :**

Le balcon est ferrailé comme suit :

Armatures principales : 6HA12 avec st = 16cm

Armature de répartition : 4HA8 avec st = 25cm

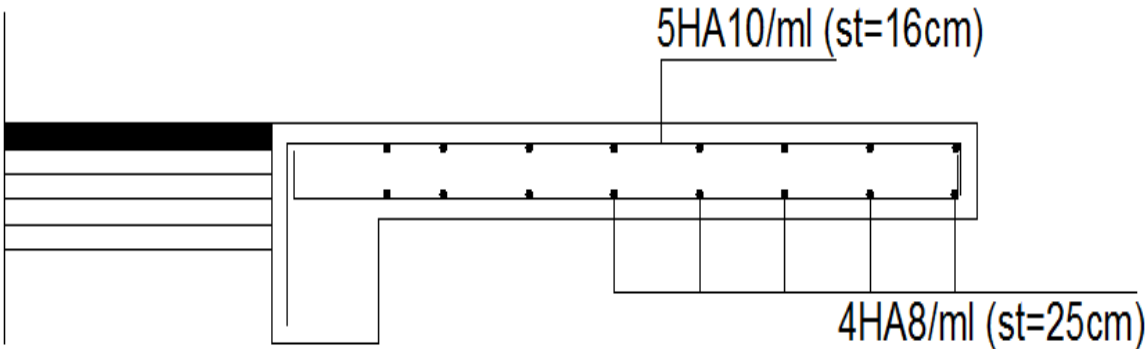


Figure III.30 : schéma de ferrailade du balcon.

# Chapitre IV

## Etude du contrenement

### IV.1.Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est cela nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passer par plusieurs étapes.

### IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :

#### IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

##### ❖ Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$\text{Poteau : } K_p = \frac{I_p}{h_c}$$

$$\text{Poutre : } K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c}$$

Avec :

$I_{pr}$  : Moment d'inertie de la poutre.

$I_p$  : Moment d'inertie du poteau.

$L_c$  : Longueur calculée de la poutre.

$h_c$  : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L_o$$

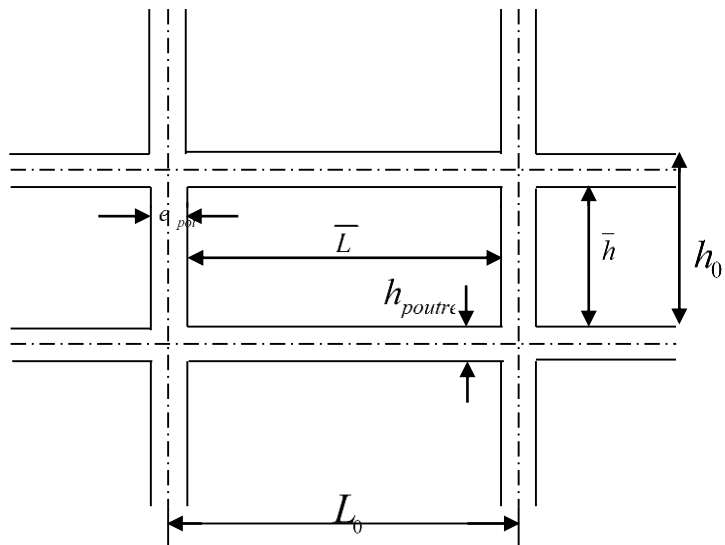
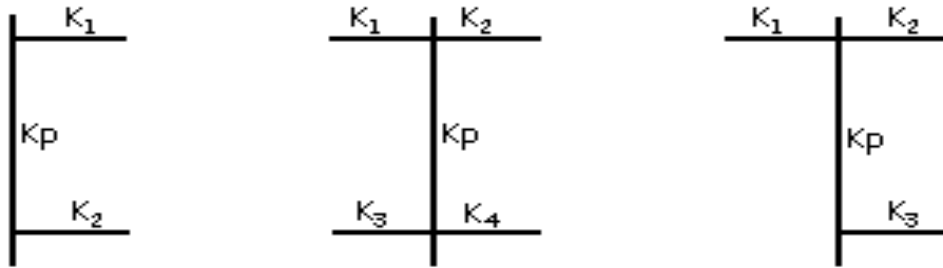


Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

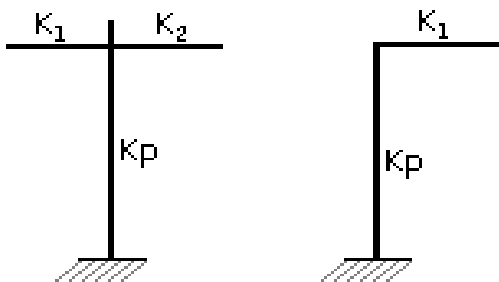
#### IV.2.2.Calcul des coefficients $\bar{K}$ relatifs aux portiques :

##### ➤ Niveau courant :



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p} \quad ; \quad K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p} \quad ; \quad K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

➤ Niveau RDC



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{K_p} \quad ; \quad K_j = \frac{K_1}{K_p}$$

IV.2.3. Calcul des coefficients correcteurs ( $a_{ij}$ ) :

- Niveau courant :  $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$
- Niveau RDC :  $a_{ij} = \frac{0,5 + K_j}{2 + K_j}$

IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

- Niveau courant :

$$r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$$

- Niveau RDC :

Poteau encasté à sa base :  $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$

Poteau articulé à sa base :  $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3E}{hc^2}$

**Avec :**

$h_c$  : hauteur du poteau calculé.

$E_i$  : module de déformation du béton = 32164.2 MPa.

$I_p$  : Inertie du poteau.

#### IV.2.5. Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens transversal.

❖ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

➤ Sens (x-x) :

niveaux	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$H_c$ (cm)	$I_{pot}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{pot}$ (cm <sup>3</sup> )
6, 7, 8eme	(50,55)	275	50	300	693229.16	2310.76
2, 3, 4, 5 <sup>eme</sup>	(55,60)	275	55	302.5	990000	3272.72
1 <sup>er</sup> étage	(60,65)	275	60	305	1373125	4502.049
RDC	(60, 65)	329	60	359	1373125	3824.86
S-SOL	(60, 65)	225	60	255	1373125	5384.80

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

niveaux	Travée	L (cm)	$e_p$ (cm)	$\bar{L}$ (cm)	$h_{pout}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{pout}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{pout}$ (cm <sup>3</sup> )
6, 7, 8eme	a-b	485	50	435	45	457.5	227812.5	497.75
	b-c	495	50	445	45	467.5	227812.5	487.30
	c-d	495	50	445	45	467.5	227812.5	487.30
	d-e	485	50	435	45	457.5	227812.5	497.75
2, 3, 4, 5 <sup>eme</sup>	a-b	485	55	430	45	452.5	227812.5	503.45
	b-c	495	55	440	45	462.5	227812.5	492.56
	c-d	495	55	440	45	462.5	227812.5	492.56
	d-e	485	55	430	45	452.5	227812.5	503.45
1 <sup>er</sup> étage	a-b	485	60	425	45	447.5	227812.5	509.07
	b-c	495	60	435	45	457.5	227812.5	497.95
	c-d	495	60	435	45	457.7	227812.5	497.95
	d-e	485	60	425	45	447.5	227812.5	509.07
RDC	a-b	485	60	425	45	447.5	227812.5	509.07
	b-c	495	60	435	45	457.5	227812.5	497.95
	c-d	495	60	435	45	457.7	227812.5	497.95
	d-e	485	60	425	45	447.5	227812.5	509.07
S-SOL	a-b	485	60	425	45	447.5	227812.5	509.07
	b-c	495	60	435	45	457.5	227812.5	497.95
	c-d	495	60	435	45	457.7	227812.5	497.95
	d-e	485	60	425	45	447.5	227812.5	509.07

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

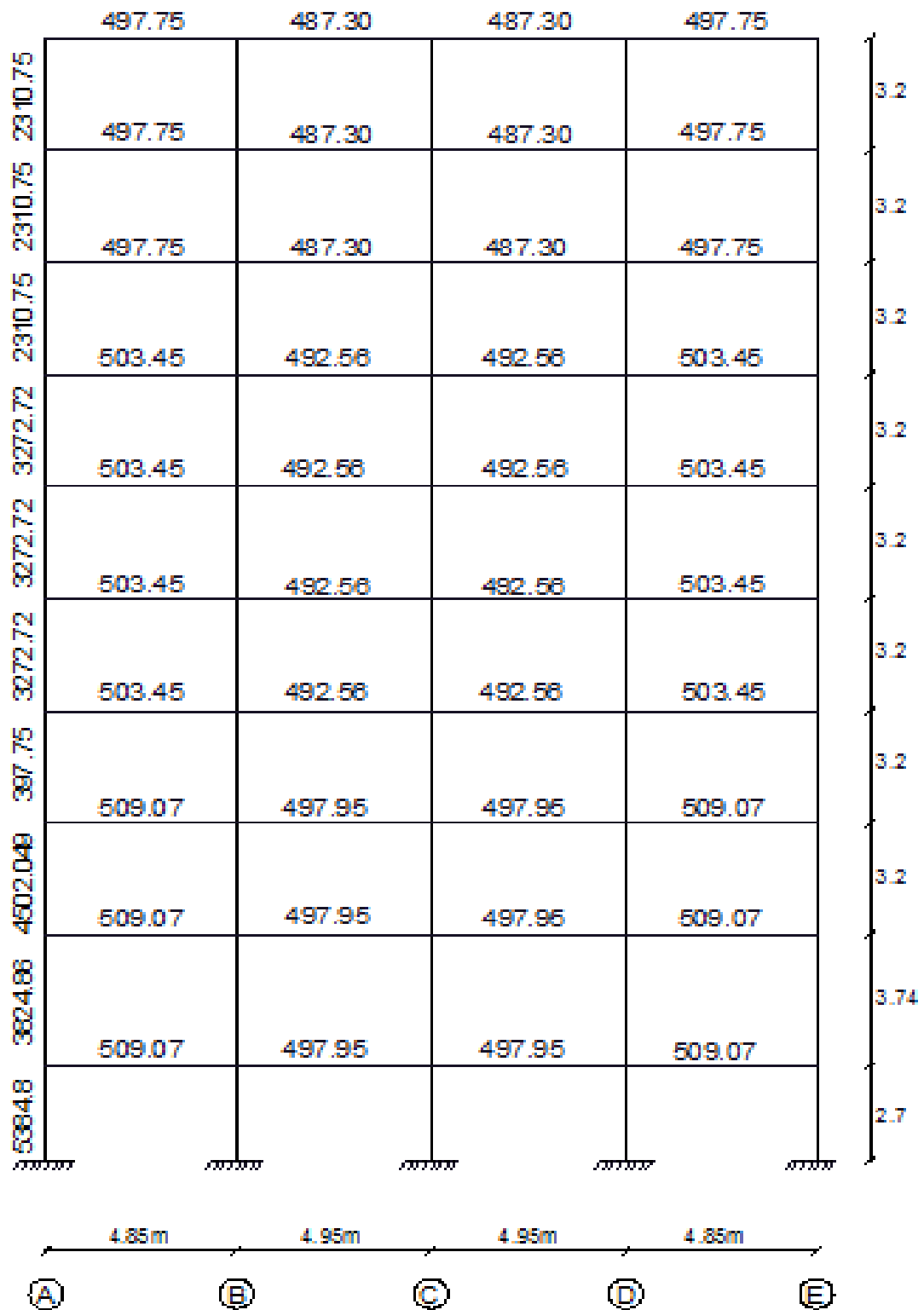


Figure IV.2 : Représentation des rigidités linéaires des portiques longitudinaux.

➤ Sens (y-y) :

niveaux	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$H_c$ (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$
6, 7,8eme	(50,55)	270	55	297.5	572916.66	1925.77
2, 3, 4,5 <sup>eme</sup>	(55,60)	270	60	300	831875	2772.91
1 <sup>er</sup> étage	(60,65)	270	65	302.5	1170000	3867.76
RDC	(60, 65)	324	65	356.5	1170000	3281.90
S-SOL	(60, 65)	220	65	252.5	1170000	4633.66

**Tableau IV.3 :** *Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.*

niveaux	Travée	L(cm)	ep(cm)	L(cm)	$h_{pout}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{pout}(cm^4)$	$K_{pout}(cm^3)$
6, 7,8eme	1-2	580	55	525	50	550	364583.33	662.87
	2-3	680	55	625	50	650	364583.33	560.89
	3-4	580	55	525	50	550	364583.33	662.87
2, 3, 4,5 <sup>eme</sup>	1-2	580	60	520	50	545	364583.33	668.96
	2-3	680	60	620	50	645	364583.33	565.24
	3-4	580	60	520	50	545	364583.33	668.96
1 <sup>er</sup> étage	1-2	580	65	515	50	540	364583.33	675.15
	2-3	680	65	615	50	640	364583.33	569.66
	3-4	580	65	515	50	540	364583.33	675.15
RDC	1-2	580	65	515	50	540	364583.33	675.15
	2-3	680	65	615	50	640	364583.33	569.66
	3-4	580	65	515	50	540	364583.33	675.15
S-SOL	1-2	580	65	515	50	540	364583.33	675.15
	2-3	680	65	615	50	640	364583.33	569.66
	3-4	580	65	515	50	540	364583.33	675.15

**Tableau IV.4 :** *Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.*

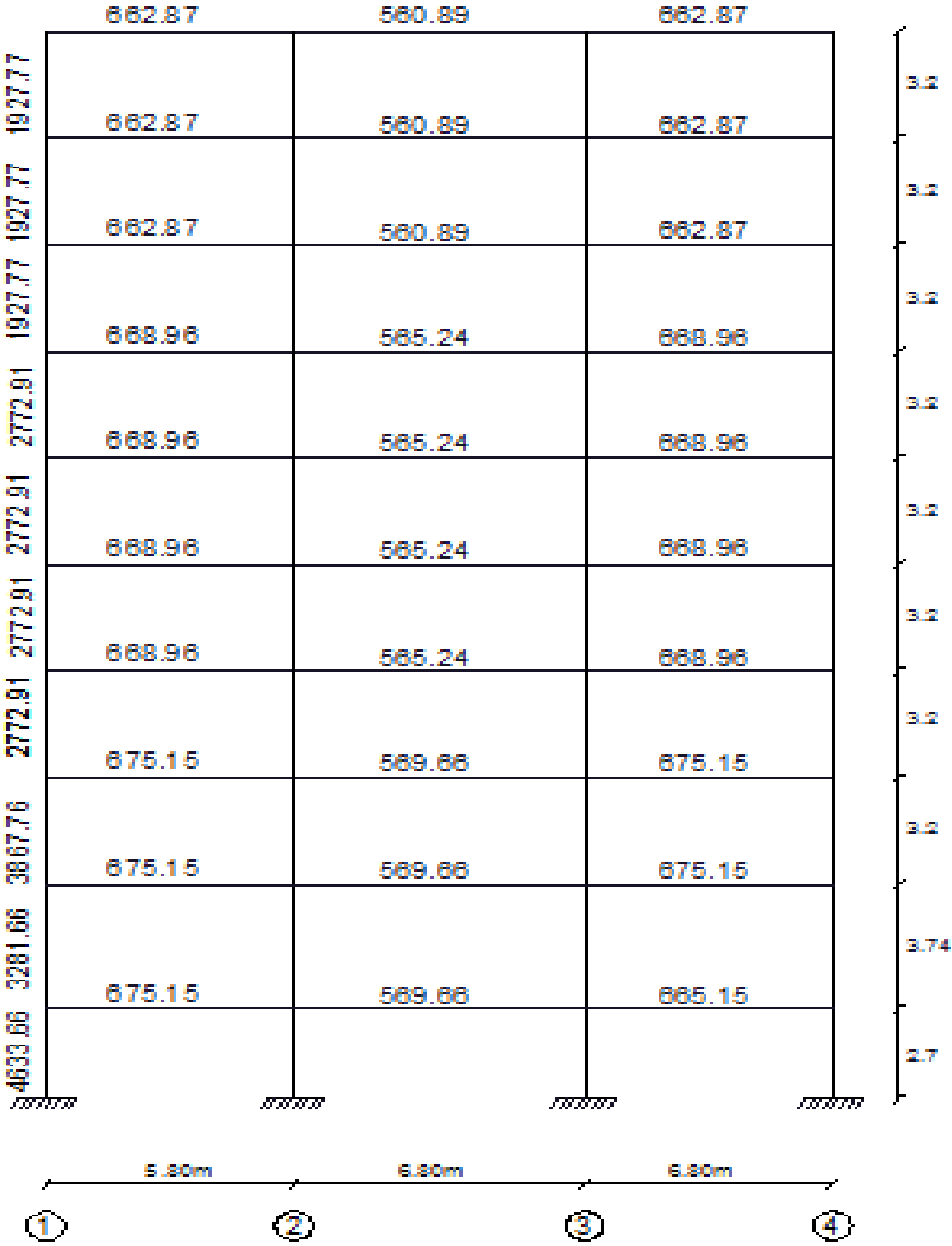


Figure.IV.3 : Représentation des rigidités linéaires des portiques transversaux.

**IV.3.Rigidité relative par portique :**

- ❖ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :
- ❖ Sens longitudinal :

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	Kpoutre (cm <sup>3</sup> )	Kpoteau (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	aij	aij × Kp	rij	Rij x
7,8 <sup>eme</sup>	A	300	497.75	2310.76	0.21	0.09	207.96	89184.89	683772.28
	B	300	487.30	2310.76	0.43	0.17	392.83	168463.50	
	C	300	487.30	2310.76	0.42	0.17	392.83	168467.50	
	D	300	497.75	2310.76	0.43	0.17	392.83	168467.50	
	E	300		2310.76	0.21	0.09	207.96	89184.89	
6 <sup>eme</sup> étage	A	300	497.75	2310.76	0.22	0.1	231.076	99098.33	723412.30
	B	300	487.30	2310.76	0.43	0.18	415.93	178374.07	
	C	300	487.30	2310.76	0.42	0.17	392.83	168463.50	
	D	300	497.75	2310.76	0.43	0.18	415.93	178374.07	
	E	300		2310.76	0.22	0.1	231.076	99098.33	
3,4,5 <sup>eme</sup>	A	302.5	503.45	3272.72	0.15	0.07	229.09	96629.42	580978.27
	B	302.5	492.56	3272.72	0.30	0.13	425.45	129239.81	
	C	302.5	492.56	3272.72	0.30	0.13	425.45	129239.81	
	D	302.5	503.45	3272.72	0.30	0.13	425.45	129239.81	
	E	302.5		3272.72	0.15	0.07	229.09	96629.42	
2 <sup>eme</sup> étage	A	302.5	503.45	3272.72	0.15	0.07	229.09	96629.42	580978.27
	B	302.5	492.56	3272.72	0.30	0.13	425.45	129239.81	
	C	302.5	492.56	3272.72	0.30	0.13	425.45	129239.81	
	D	302.5	503.45	3272.72	0.30	0.13	425.45	129239.81	
	E	302.5		3272.72	0.15	0.07	229.09	96629.42	
1 <sup>er</sup> étage	A	305	509.07	4502.049	0.11	0.05	225.10	67262.71	689302.11
	B	305	497.95	4502.049	0.22	0.099	445.70	184925.56	
	C	305	497.95	4502.049	0.22	0.099	445.70	184925.56	
	D	305	509.07	4502.049	0.22	0.099	445.70	184925.56	
	E	305		4502.049	0.11	0.05	225.10	67262.71	
RDC	A	359	509.07	3824.86	0.13	0.06	229.49	68727.23	515452.75
	B	359	497.95	3824.86	0.26	0.11	420.73	125999.43	
	C	359	497.95	3824.86	0.26	0.11	420.73	125999.43	
	D	359	509.07	3824.86	0.26	0.11	420.73	125999.43	
	E	359		3824.86	0.13	0.06	229.49	68727.23	
S-sol	A	255	509.07	5384.80	0.09	0.28	1507.74	894952.72	4762420.64
	B	255	497.95	5384.80	0.19	0.31	1669.28	990838.39	
	C	255	497.95	5384.80	0.18	0.31	1669.28	990838.39	
	D	255	509.07	5384.80	0.19	0.31	1669.28	990838.39	
	E	255		5384.80	0.09	0.28	1507.74	894952.72	

**Tableau IV.5 :** Rigidité relative par portique dans le sen longitudinal.

❖ Sens transversal :

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	Kpoutre (cm <sup>3</sup> )	Kpoteau (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	aij	aij × Kp	rij	Rij x
7,8 <sup>eme</sup>	1	297.5	662.87	1925.77	0.34	0.14	269.61	117575.28	638258.36
	2	297.5	560.89	1925.77	0.63	0.24	462.18	201553.90	
	3	297.5	662.87	1925.77	0.63	0.24	462.18	201553.90	
	4	297.5		1925.77	0.34	0.14	269.61	117575.28	
6 <sup>eme</sup> étage	1	297.5	662.87	1925.77	0.34	0.14	269.61	117575.28	638258.36
	2	297.5	560.89	1925.77	0.64	0.24	462.18	201553.90	
	3	297.5	662.87	1925.77	0.64	0.24	462.18	201553.90	
	4	297.5		1925.77	0.34	0.14	269.61	117575.28	
3,4,5 <sup>eme</sup>	1	300	668.96	2772.91	0.24	0.10	277.29	118917.48	665936.17
	2	300	565.24	2772.91	0.44	0.18	499.12	214050.61	
	3	300	668.96	2772.91	0.44	0.18	499.12	214050.61	
	4	300		2772.91	0.24	0.10	277.9	118917.48	
2 <sup>eme</sup> étage	1	300	668.96	2772.91	0.24	0.10	277.29	118917.48	665936.17
	2	300	565.24	2772.91	0.45	0.18	499.12	214050.61	
	3	300	668.96	2772.91	0.45	0.18	499.12	214050.61	
	4	300		2772.91	0.24	0.10	277.29	118917.48	
1 <sup>er</sup> étage	1	302.5	675.15	3867.76	0.17	0.07	270.71	142577.07	741943.16
	2	302.5	569.66	3867.76	0.32	0.14	541.48	228394.51	
	3	302.5	675.15	3867.76	0.32	0.14	541.48	228394.51	
	4	302.5		3867.76	0.17	0.07	270.71	142577.07	
RDC	1	356.5	675.15	3281.90	0.2	0.09	295.37	89701.83	498344.58
	2	356.5	569.66	3281.90	0.38	0.16	525.104	159470.46	
	3	356.5	675.15	3281.90	0.38	0.16	525.104	159470.46	
	4	356.5		3281.90	0.2	0.09	295.37	89701.83	
S-sol	1	252.5	675.15	4633.66	0.14	0.30	1390.10	841544.87	3590583.38
	2	252.5	569.66	4633.66	0.27	0.34	1575.44	953746.82	
	3	252.5	675.15	4633.66	0.27	0.34	1575.44	953746.92	
	4	252.5		4633.66	0.14	0.30	1390.10	841544.87	

Tableau IV.6 : Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

**IV.4. Calcul des inerties des voiles :****IV.4.1. Caractéristiques géométriques des voiles :**

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que les refends pleins.

**IV.4.2. Calcul des inerties des refends pleins :**

**a) Les refends longitudinaux**

$$I_y = e \cdot L^3 / 12$$

$$I_x = L \cdot e^3 / 12 \ll I_y \Rightarrow \text{soit } I_x = 0$$

**b) Les refends transversaux**

$$I_x = e \cdot L^3 / 12$$

$$I_y = L \cdot e^3 / 12 \ll I_x \Rightarrow \text{soit } I_y = 0$$

**Avec :**

e = 25cm : épaisseur du voile.

L: longueur du voile dans le sens considéré.

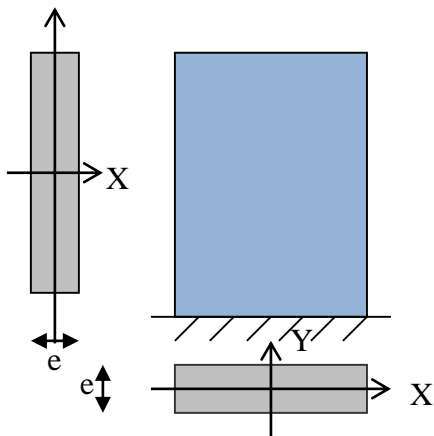


Figure IV.4 : Vue en plan et en coupe du voile.

❖ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	voiles	L (m)	e (m)	Inertie (m <sup>4</sup> )
6 <sup>em</sup> ..... 8 <sup>eme</sup>	VL1 = VT1'	2.4	0.2	0.46
	VL2	5.45	0.25	3.35
	VL5	5.45	0.25	3.47
	VL6 = VT1'	2.4	0.2	0.46
2 <sup>em</sup> ..... 5 <sup>eme</sup>	VL1	2.425	0.2	0.47
	VL2	5.5	0.25	3.46
	VL5	5.5	0.25	3.46
	VL6 = VT1'	2.425	0.2	0.47
1 <sup>er</sup> ; RDC S-sol	VL1 = VT1'	2.45	0.2	0.49
	VL2	5.55	0.25	3.56
	VL5	5.55	0.25	3.56
	VL6 = VT1'	2.45	0.20	0.49
<b>ΣInertie</b>				<b>7.872</b>

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

Niveau	voiles	L (m)	e (m)	Inertie (m <sup>4</sup> )
6 <sup>em</sup> ..... 8 <sup>eme</sup>	VT1, VT1'	2.40	0.2	0.45
	VT2	2.9	0.25	0.508
	VT3, VT3'	1.95	0.25	0.26
	VT4, VT4'	2.40	0.20	0.45
2 <sup>em</sup> ..... 5 <sup>eme</sup>	VT1= VT1'	2.425	0.20	0.47
	VT2	2.9	0.25	0.508
	VT3, VT3'	1.95	0.25	0.26
	VT4, VT4'	2.425	0.20	0.47
1 <sup>er</sup> ; RDC S-sol	VT1, VT1'	2.45	0.20	0.49
	VT2	2.9	0.25	0.508
	VT3, VT3'	1.95	0.25	0.26
	VT4, VT4'	2.45	0.20	0.49
	$\Sigma$ Inertie			1.709

Tableau IV.8 : Inertie des voiles dans le sen transversal.

**IV.5.Calcul des inerties fictives des portiques**

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

**IV.5.1.Principe de la méthode**

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m<sup>4</sup>, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

**IV.5.2.Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires**

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{E_i \cdot I} \quad ; \quad I = 1 \text{ m}^4,$$

f<sub>i</sub> : flèche du refend au niveau (i).

S<sub>i</sub> : élément de surface du niveau (i).

d<sub>i</sub> : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit côté (b<sub>i+1</sub>).

h<sub>i</sub> : hauteur du trapèze (hauteur du niveau <i>).

**D'où :**

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \times \frac{h}{2}$$

$$d = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h$$

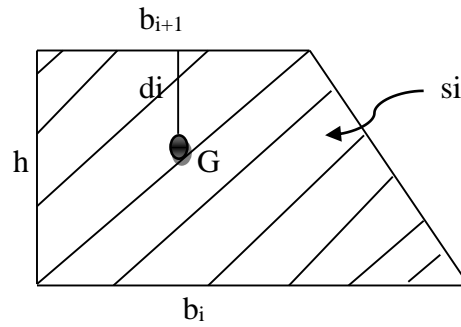


Figure IV.5 : Schéma d'un trapèze.

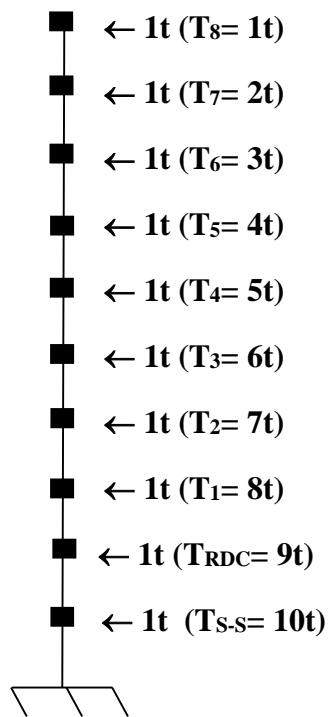


Figure IV.6 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

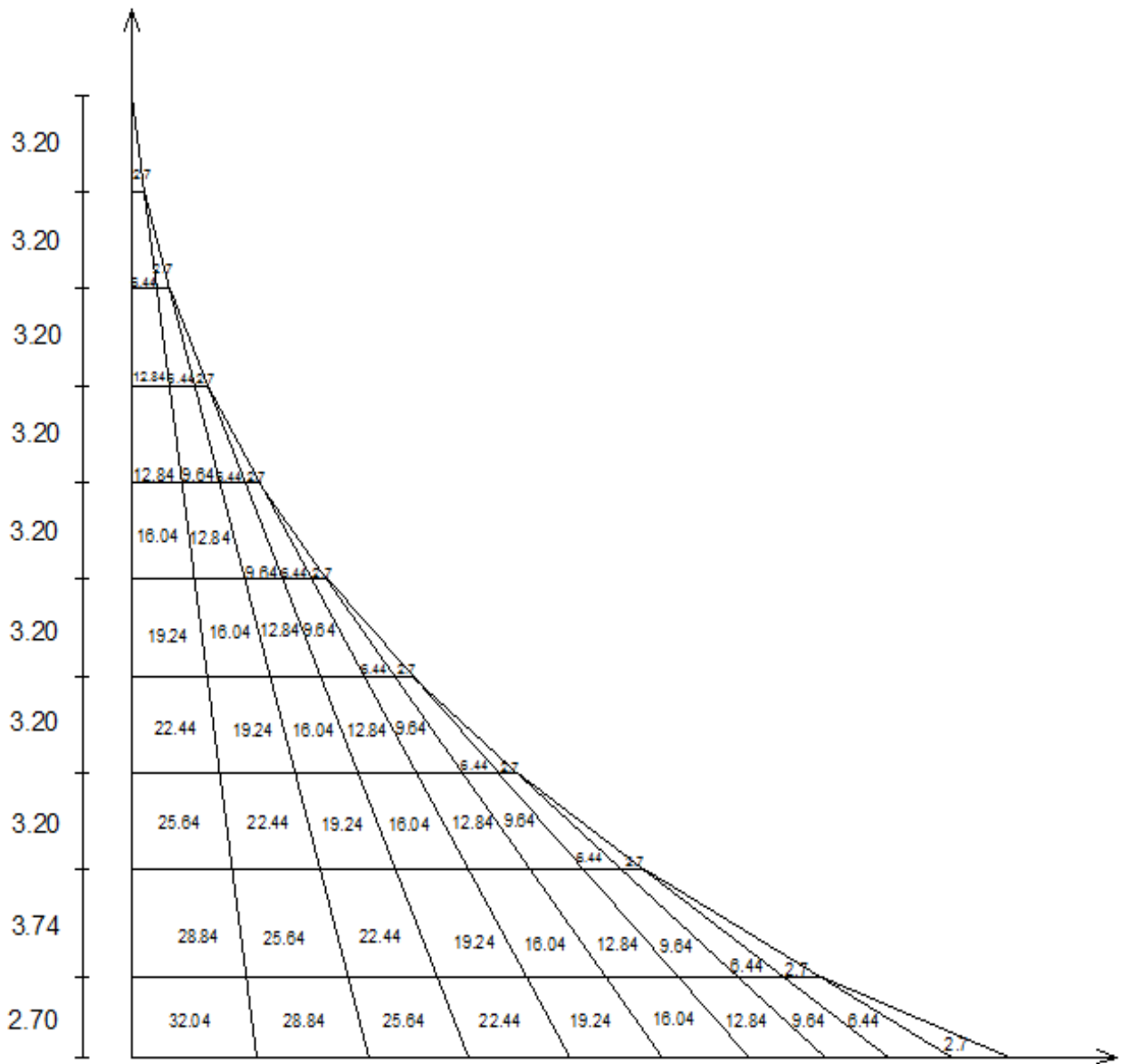


Figure IV.7 : diagramme des moments des aires.

❖ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

▪ Niveau S-sol :

<b>h(m)</b>	<b>b<sub>i</sub></b>	<b>b<sub>i+1</sub></b>	<b>S<sub>i</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>i</sub>(m)</b>	<b>s<sub>i</sub> × d<sub>i</sub></b>
2.7	32.04	29.34	82.86	1.37	<b>113.27</b>
2.7	29.34	25.6	74.17	1.44	<b>106.80</b>
2.7	25.6	22.4	64.8	1.38	<b>89.42</b>
2.7	22.4	19.2	56.16	1.38	<b>77.50</b>
2.7	19.2	16	47.52	1.39	<b>66.05</b>
2.7	16	12.8	38.88	1.80	<b>69.98</b>
2.7	12.8	9.6	30.24	1.41	<b>42.64</b>
2.7	9.6	6.4	21.6	1.44	<b>31.10</b>
2.7	6.4	3.2	12.96	1.5	<b>19.44</b>
2.7	3.2	0	4.32	1.8	<b>7.78</b>
					<b>623.98</b>

▪ Niveau RDC :

<b>h(m)</b>	<b>b<sub>i</sub></b>	<b>b<sub>i+1</sub></b>	<b>s<sub>i</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>i</sub>(m)</b>	<b>s<sub>i</sub> × d<sub>i</sub></b>
6.44	32.04	25.60	185.60	3.34	<b>619.90</b>
6.44	29.34	22.4	166.60	3.36	<b>559.77</b>
6.44	25.6	19.2	144.25	3.37	<b>486.12</b>
6.44	22.4	16	123.65	3.40	<b>420.41</b>
6.44	19.2	12.8	103.04	3.43	<b>353.42</b>
6.44	16	9.60	82.43	3.49	<b>287.68</b>
6.44	12.80	6.40	61.82	3.58	<b>221.31</b>
6.44	9.60	3.20	41.21	3.76	<b>154.95</b>
6.44	6.40	0	20.60	4.29	<b>88.37</b>
6.44	3.20	0	10.30	4.29	<b>44.19</b>
					<b>3236.12</b>

▪ 1<sup>er</sup> étage :

h(m)	b <sub>i</sub>	b <sub>i+1</sub>	s <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	s <sub>i</sub> × d <sub>i</sub>
9.64	32.04	22.4	262.40	5.10	1338.24
9.64	29.34	19.2	233.96	5.16	1207.23
9.64	25.6	16	200.21	5.19	1039.09
9.64	22.4	12.8	169.66	5.26	892.41
9.64	19.20	9.60	138.82	5.35	742.69
9.64	16	6.40	107.97	5.50	593.83
9.64	12.80	3.20	77.12	5.78	445.75
9.64	9.60	0	46.27	6.43	297.51
9.64	6.40	0	30.85	6.43	198.36
9.64	3.20	0	15.42	6.43	99.15
					6944.26

▪ 2<sup>eme</sup> étage :

h(m)	b <sub>i</sub>	b <sub>i+1</sub>	s <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	s <sub>i</sub> × d <sub>i</sub>
12.84	32.04	19.20	328.96	6.95	2286.27
12.84	29.34	16	291.08	7.05	2052.11
12.84	25.6	12.8	246.53	7.13	1757.75
12.84	22.4	9.60	205.28	7.27	1492.38
12.84	19.20	6.40	164.35	7.49	1230.98
12.84	16	3.20	123.26	7.845	966.97
12.84	12.8	0	82.176	8.56	703.42
12.84	9.60	0	61.63	8.56	527.55
12.84	6.40	0	41.088	8.56	351.71
12.84	3.20	0	20.54	8.56	175.82
					11544.96

▪ 3<sup>eme</sup> étage :

<b>h(m)</b>	<b>b<sub>i</sub></b>	<b>b<sub>i+1</sub></b>	<b>s<sub>i</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>i</sub>(m)</b>	<b>s<sub>i</sub> × d<sub>i</sub></b>
16.04	32.04	16	385.28	8.91	<b>3432.844</b>
16.04	29.34	12.8	337.96	9.07	<b>3065.297</b>
16.04	25.6	9.6	282.30	9.23	<b>2605.629</b>
16.04	22.4	6.40	230.97	9.50	<b>2194.215</b>
16.04	19.2	3.20	179.65	9.93	<b>1658.169</b>
16.04	16	0	128.32	10.69	<b>1372.125</b>
16.04	12.8	0	102.65	10.69	<b>1097.636</b>
16.04	9.60	0	76.99	10.69	<b>823.254</b>
16.04	6.40	0	51.32	10.69	<b>548.764</b>
16.04	3.20	0	25.66	10.69	<b>274.382</b>
					<b>17072.315</b>

▪ 4<sup>eme</sup> étage :

<b>h(m)</b>	<b>b<sub>i</sub></b>	<b>b<sub>i+1</sub></b>	<b>s<sub>i</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>i</sub>(m)</b>	<b>s<sub>i</sub> × d<sub>i</sub></b>
19.24	32.04	12.8	431.360	10.99	<b>4740.646</b>
19.24	29.34	9.6	374.602	11.24	<b>4210.526</b>
19.24	25.6	6.40	307.84	11.54	<b>3552.473</b>
19.24	22.4	3.20	246.272	12.02	<b>2960.189</b>
19.24	19.20	0	184.704	12.82	<b>2367.905</b>
19.24	16	0	153.92	12.82	<b>1973.254</b>
19.24	12.8	0	123.136	12.82	<b>1578.603</b>
19.24	9.60	0	92.352	12.82	<b>1183.952</b>
19.24	6.40	0	61.568	12.82	<b>789.301</b>
19.24	3.20	0	30.784	12.82	<b>394.650</b>
					<b>23751.499</b>

▪ 5<sup>eme</sup> étage :

<b>h(m)</b>	<b>b<sub>i</sub></b>	<b>b<sub>i+1</sub></b>	<b>s<sub>i</sub>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>i</sub>(m)</b>	<b>s<sub>i</sub> × d<sub>i</sub></b>
22.44	32.04	9.6	467.200	8.98	<b>4195.456</b>
22.44	29.34	6.40	401.002	13.62	<b>5461.647</b>
22.44	25.6	3.20	323.136	14.12	<b>4562.680</b>
22.44	22.4	0	251.777	14.96	<b>3766.583</b>
22.44	19.2	0	215.424	14.96	<b>3222.743</b>
22.44	16	0	179.52	14.96	<b>2685.619</b>
22.44	12.8	0	143.616	14.96	<b>2148.495</b>
22.44	9.60	0	107.712	14.96	<b>1611.371</b>
22.44	6.40	0	71.808	14.96	<b>1074.248</b>
22.44	3.20	0	35.904	14.96	<b>537.123</b>
					<b>25490.055</b>

▪ 6<sup>eme</sup> étage :

<b>h(m)</b>	<b>b<sub>i</sub></b>	<b>b<sub>i+1</sub></b>	<b>s<sub>i</sub>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>i</sub>(m)</b>	<b>s<sub>i</sub> × d<sub>i</sub></b>
25.64	32.04	6.40	492.800	15.67	<b>7722.176</b>
25.64	29.34	3.20	417.162	16.25	<b>6778.882</b>
25.64	25.6	0	328.192	17.09	<b>5608.801</b>
25.64	22.4	0	287.168	17.09	<b>4907.701</b>
25.64	19.2	0	246.144	17.09	<b>4206.600</b>
25.64	16	0	205.12	17.09	<b>3505.500</b>
25.64	12.8	0	164.096	17.09	<b>2804.400</b>
25.64	9.60	0	123.072	17.09	<b>2103.300</b>
25.64	6.40	0	82.048	17.09	<b>1402.200</b>
25.64	3.20	0	41.024	17.09	<b>701.100</b>
					<b>39740.66</b>

▪ 7<sup>eme</sup> étage :

h(m)	b <sub>i</sub>	b <sub>i+1</sub>	s <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	s <sub>i</sub> × d <sub>i</sub>
28.84	32.04	3.2	508.161	18.35	9324.754
28.84	29.34	0	423.083	19.23	8135.886
28.84	25.6	0	369.152	19.23	7098.793
28.84	22.4	0	323.008	19.23	6211.443
28.84	19.20	0	276.864	19.23	5324.095
28.84	16	0	230.72	19.23	4436.745
28.84	12.8	0	184.576	19.23	3549.396
28.84	9.60	0	138.432	19.23	2662.047
28.84	6.40	0	92.288	19.23	1774.698
28.84	3.20	0	46.188	19.23	888.195
					<b>49406.052</b>

▪ 8<sup>eme</sup> étage :

h(m)	b <sub>i</sub>	b <sub>i+1</sub>	s <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	s <sub>i</sub> × d <sub>i</sub>
32.04	32.04	0	513.280	21.36	10963.660
32.04	29.34	0	470.027	21.36	10039.776
32.04	25.6	0	410.112	21.36	8759.992
32.04	22.4	0	358.848	21.36	7664.993
32.04	19.20	0	307.584	21.36	6569.994
32.04	16	0	256.32	21.36	5474.995
32.04	12.8	0	205.056	21.36	4379.996
32.04	9.60	0	153.792	21.36	3284.997
32.04	6.40	0	102.528	21.36	2189.998
32.04	3.20	0	51.264	21.36	1094.999
					<b>60423.4</b>

$$F_{\text{sol}} = \frac{632.98}{EI} ; F_{\text{RDC}} = \frac{3592.53}{EI} ; F_1 = \frac{6944.26}{EI} ; F_2 = \frac{11544.96}{EI}$$

$$F_3 = \frac{17072.315}{EI} ; F_4 = \frac{23751.499}{EI} ; F_5 = \frac{25490.055}{EI} ; F_6 = \frac{39740.660}{EI}$$

$$F_7 = \frac{45406.052}{EI} ; F_8 = \frac{60423.40}{EI}$$

#### IV.6. Calcul des déplacements des portiques au droit de chaque plancher :

##### IV.6.1. Calcul de la rotation d'étage : ( $E\theta_n$ )

- Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{t_n}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h_n$$

$$M_{n+1} = T_{n+1} \cdot h_{n+1}$$

- Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$\text{Poteaux encastres en pied : } E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t_1} + 2 \sum K_{p_1}}$$

$$\text{Poteaux articulés : } E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t_1}}$$

##### IV.6.2. Calcul du déplacement : ( $E\Psi_n$ )

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{p_n}} + \frac{E \cdot \theta_n + E\theta_{(n+1)}}{2}$$

$$\Delta_n = \Psi_n \cdot h$$

##### IV.6.2. Calcul de l'inertie fictive : ( $I_e$ )

$$I_e = \frac{F_n}{\Delta_n}$$

Avec :

$\sum K_{t_n}$  : Somme des raideurs des poutres du n<sup>ème</sup> niveau.

$\sum K_{p_1}$  : Somme des raideurs des poteaux du n<sup>ème</sup> niveau.

h : hauteur libre d'étage.

E : module d'élasticité.

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au n<sup>ème</sup> niveau.

$F_n$  : Flèche du n<sup>ème</sup> niveau.

Le calcul des inerties fictives se fera pour les portiques dans les deux sens.

❖ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

a) Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal :  
Portiques (A-A) ; (B-B) ; (C-C) ; (E-E).

niv	h	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	$\sum K_{pot}$ (m <sup>-4</sup> )	$\sum K_{pout}$ (m <sup>-4</sup> )	E $\theta_n$	E $\Psi_n$	E $\Delta_n$	$\sum E\Delta_n$	fixEI	I <sub>e</sub>
8	3.20	3.2	0	115.38	19.701	67.68	158.435	506.992	22227.565	60423.40	2.718
7	3.20	6.4	3.2	115.38	19.701	203.03	316.93	1014.176	21720.573	45406.052	2.09
6	3.20	9.6	6.4	115.38	19.701	338.39	472.795	1512.944	20706.397	39740.66	1.92
5	3.20	12.8	9.6	130.90	19.92	468.54	616.962	1974.278	19193.453	25490.055	1.32
4	3.20	16	12.8	130.90	19.92	602.41	771.185	2467.792	17219.175	23751.499	1.38
3	3.20	19.2	16	130.90	19.92	736.28	925.335	2961.072	14751.383	17072.315	1.157
2	3.20	22.4	19.2	130.90	19.92	870.15	1074.195	3437.424	11790.311	11544.96	0.979
1	3.20	25.6	22.4	225.10	20.14	993.08	825.58	2641.856	8352.887	6944.26	0.83
RDC	3.74	29.34	25.6	191.24	20.14	468.54	997.05	3728.967	5711.031	3236.12	0.566
S-sol	2.70	32.04	29.34	269.24	20.14	1269.86	734.098	1982.064	1982.064	632.98	0.319

Tableau IV.9 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

**b) Inertie fictive des portiques dans le sens transversal :**  
**Portiques (1-1) ; (2-2) ; (3-3) ; (4-4) ; (5-5).**

niv	h	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	$\sum K_{pot}$ (m <sup>4</sup> )	$\sum K_{pout}$ (m <sup>4</sup> )	E $\theta_n$	E $\Psi_n$	E $\Delta_n$	$\sum E\Delta_n$	fixEI	I <sub>e</sub>
8	3.20	3.2	0	77	18.86	70.69	176.022	563.27	26982.964	60423.40	2.23
7	3.20	6.4	3.2	77	18.86	212.09	352.045	1126.54	26419.694	45406.052	1.71
6	3.20	9.6	6.4	77	18.86	353.48	525.855	1682.736	25292.154	39740.66	1.57
5	3.20	12.8	9.6	110.9	19.03	490.45	656.695	2101.424	23610.418	25490.055	1.079
4	3.20	16	12.8	110.9	19.03	630.58	820.64	2626.048	21508.994	23751.499	1.104
3	3.20	19.2	16	110.9	19.03	770.71	1055.11	3376.352	18882.946	17072.315	0.904
2	3.20	22.4	19.2	110.9	19.03	1050.97	1214.68	3886.976	15506.594	11544.96	0.744
1	3.20	25.6	22.4	154.71	19.20	1041.66	1254.855	4015.536	11619.618	6944.26	0.598
RDC	3.74	29.34	25.6	131.27	19.20	1192.27	1448.407	5417.042	7604.082	3236.12	0.420
S-sol	2.70	32.04	29.34	185.34	19.20	1332.03	810.015	2187.04	2187.04	632.98	0.289

**Tableau IV.10 :** *Inerties fictives des portiques transversaux.*

**IV.7. Inertie fictive de chaque niveau :****IV.7.1. Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (X-X) :**

niveau	Inertie de chaque niveau (m <sup>4</sup> )
8	10.782
7	8.36
6	7.68
5	5.28
4	5.4
3	4.628
2	3.916
1	3.32
RDC	2.264
S-sol	1.276
somme	52.9
moyenne	5.29

Tableau IV.11 : *Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (x-x).***IV.7.1. Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (Y-Y) :**

niveau	Inertie de chaque niveau (m <sup>4</sup> )
8	6.69
7	5.13
0	4.71
5	3.237
4	3.31
3	2.712
2	2.232
1	1.79
RDC	1.26
S-sol	0.867
somme	31.93
moyenne	3.193

Tableau IV.12 : *Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (y-y).*

**IV.8. Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques :**▪ **Sens longitudinal :**Inertie moyenne des portiques :  $I = 5.29 \text{ m}^4$ Inertie des voiles :  $I = 7.872 \text{ m}^4$ Inertie totale (voiles + portiques) :  $I_e = 13.162 \text{ m}^4$ ▪ **Sens transversal :**Inertie moyenne des portiques :  $I_e = 3.193 \text{ m}^4$ Inertie des voiles :  $I_e = 1.709 \text{ m}^4$ Inertie totale (voiles + portiques) :  $I_e = 4.902 \text{ m}^4$ 

	I port (m <sup>4</sup> )	I voile (m <sup>4</sup> )	I total (m <sup>4</sup> )	% voile	% portique
sens longit	5.29	7.872	13.162	59.81	40.19
sens trans	3.193	1.709	4.902	34.86	65.13

**IV.9. Conclusion :**

On constate que le pourcentage de l'inertie fictive des voiles dépasse 20% dans les deux sens et dépasse pas les 80%, on dira que la structure est mixte c'est -à-dire qu'elle est contreventée par voiles et portiques ; ce qui implique que dans notre étude en retiendra le coefficient de comportement  $R=5$  (RPA 99 -révisé 2003/ tableau 4.3).

# Chapitre V

## Modélisation de la structure

**V.1.Introduction :**

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures.

Il est donc indispensable de connaître les bases de la MEF et comprendre également le processus de la phase de solution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils De calcul.

En appuyant sur l'outil informatique qui nous offre des résultats plus exacts un travail plus facile ; on peut alors éviter le calcul manuel et les erreurs de calcul, voir même plus rapide et fiable.

**V.2.Description de logiciel ETABS :( Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments, Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration...etc.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

**V.3.Rappel : (terminologie)**

**Grid line :** *ligne de grille*

**Joints :** *nœuds*

**Frame :** *portique (cadre)*

**Shell :** *voile*

**Element :** *élément*

**Restraintes :** *point d'application de la charge*

**Loads:** *charges*

**Uniformed loads:** *charges uniformes*

**Define :** *définir*

**Material :** *matériaux*

**Concrete :** *béton*

**Steel :** *acier*

**Frame section :** *coffrage*

**Column :** *poteau*

**Beam :** *poutre*

**File :** *fichier*

**Copy :** *copier*

**Move :** *déplacer*

**Save :** *enregistrer*

**Save as :** *enregistrer sous*

**Add :** *ajouter*

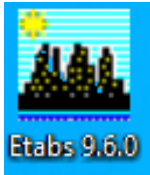
**Delete** : *supprimer*

**Story** : *étage*

**Height** : *hauteur*

#### V.4. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

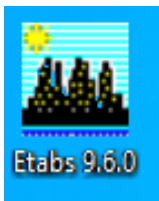
Il ya plusieurs versions de L'ETABS, dans notre travail on va utiliser la Version 9.6.0



##### V.4.1.Première étape :

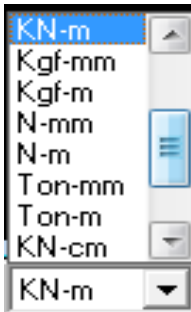
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS :



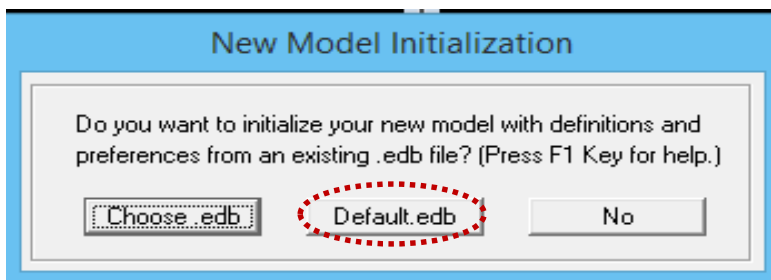
##### a) Choix des unités :

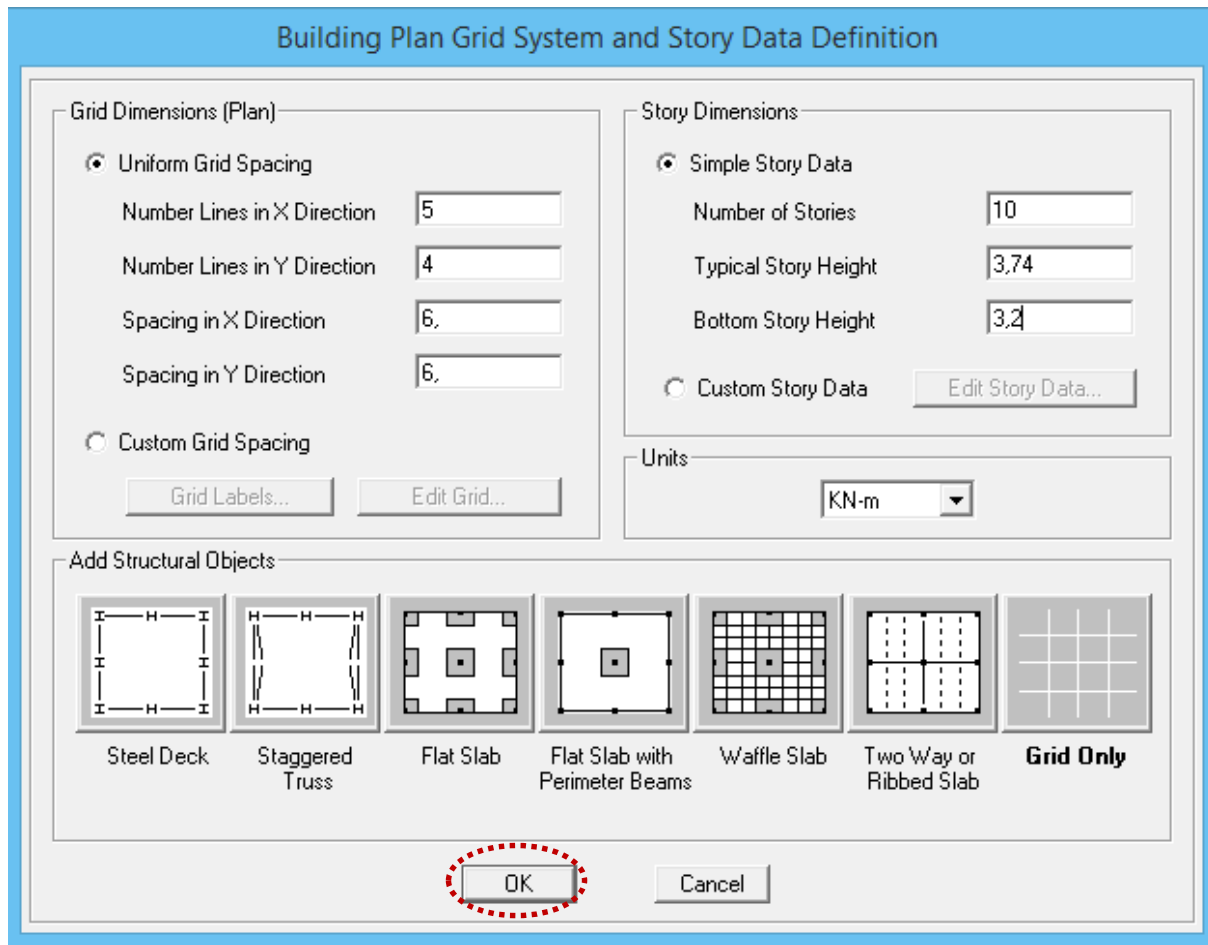
Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



##### b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :


Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (ctrl+n), puis on clique sur **Default.edb**.





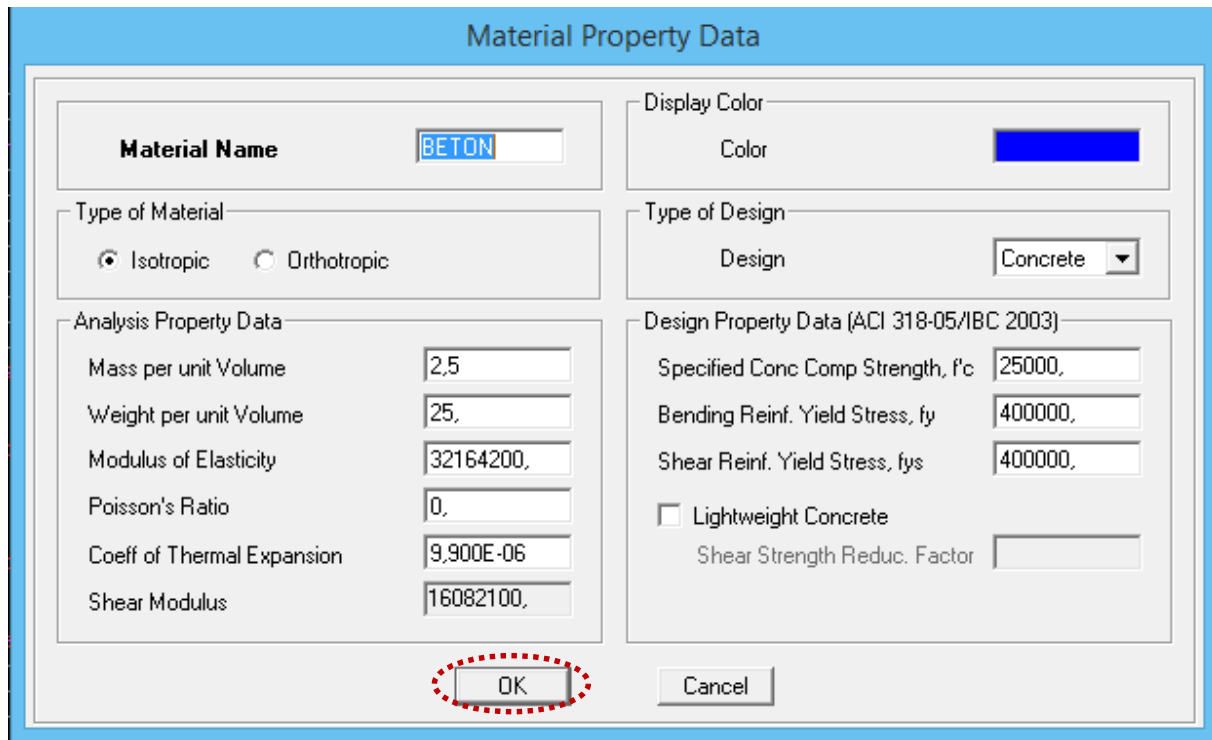
Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Hauteur d'étage (story Hight).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

c) Propriétés mécanique du matériau utilise : 

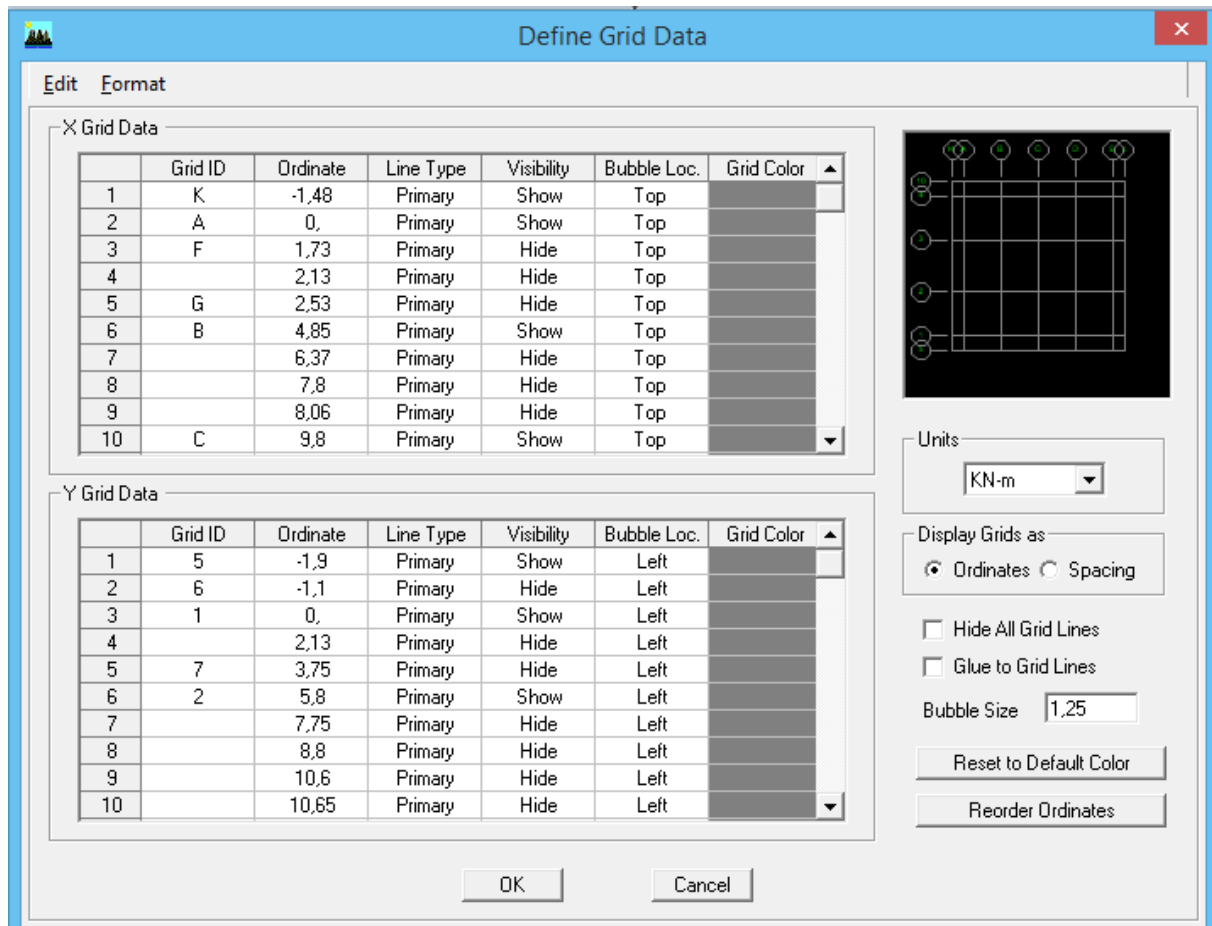
**Define** ⇒ materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux des structures l'acier et béton (bétons= conc) :



**d) Modification de géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data.**



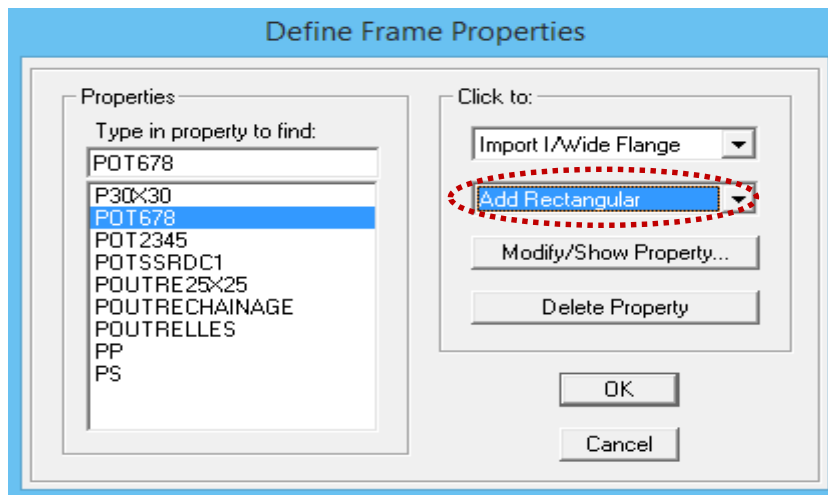
**V.4.2. Deuxième étape :**

**a) Définition des caractéristiques géométriques des éléments :**

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé (conc) :

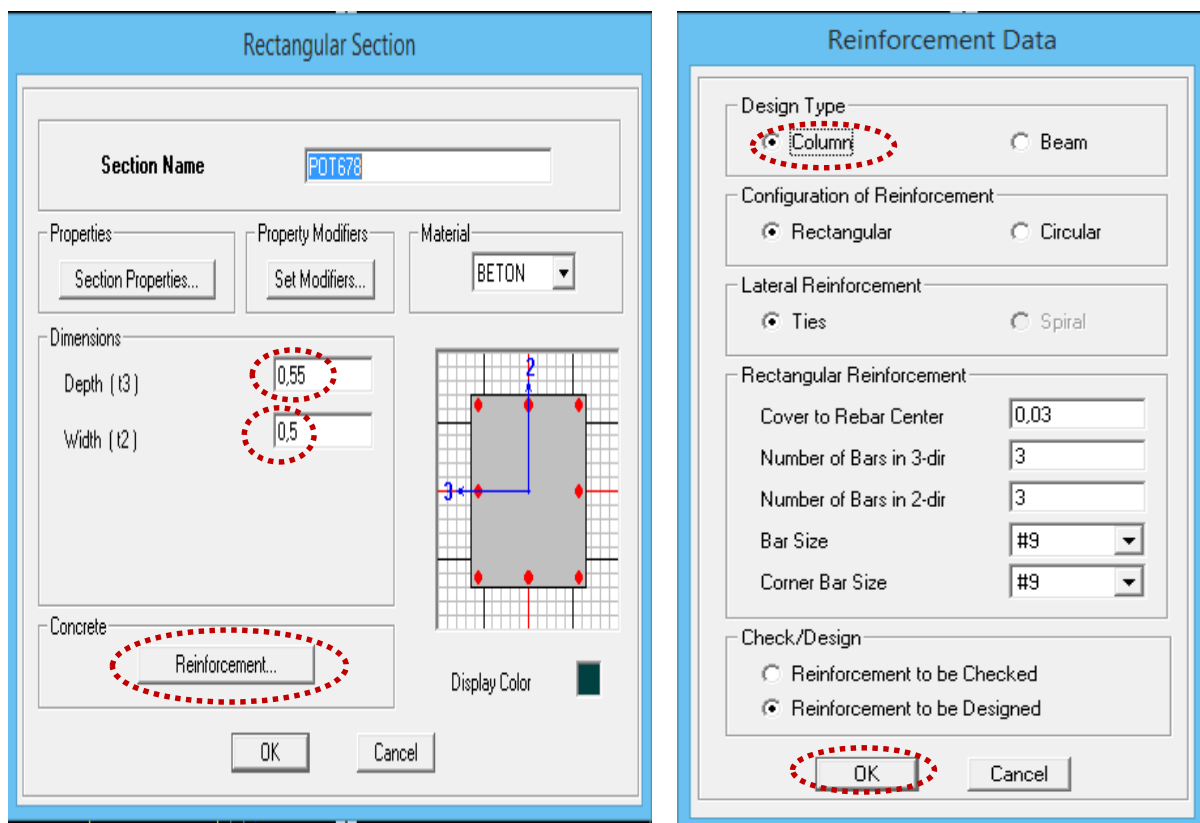
**a.1) Pour les poutres et les poteaux :**

**Define** ⇒ **frame sections** ou  ⇒ **Icône properties** ⇒ **on sélection tout** ⇒ **delete property**  
**Icône click to** ⇒ **(add rectangular)** pour la section de poutre et des poteaux.




❖ **Exemple :**

Définir les caractéristiques géométriques d'un poteau (50 ; 55)



**a.2) Pour les voiles et les dalles pleines :**

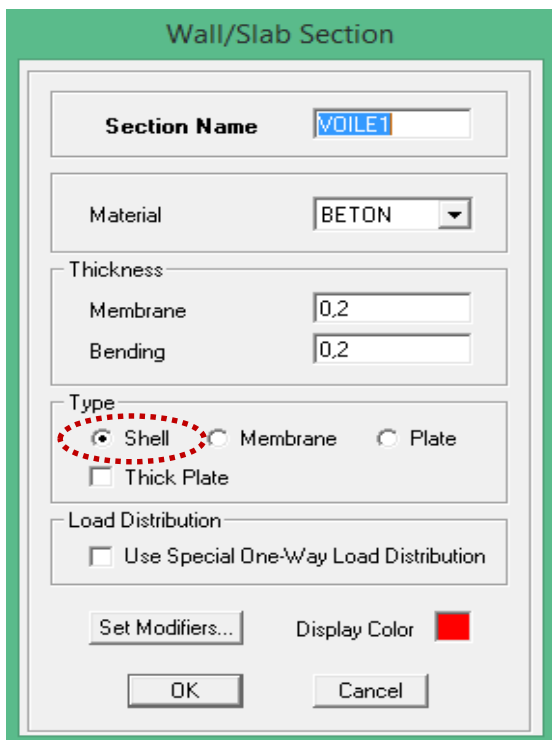
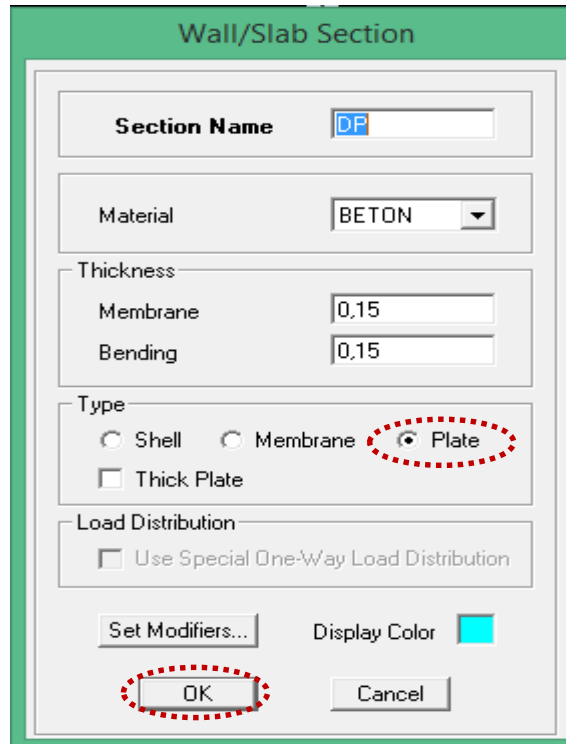
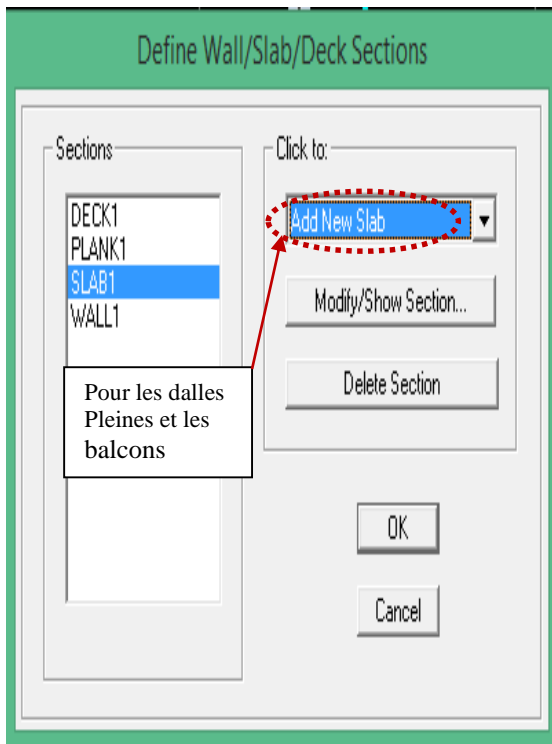
**Define** ⇒ wall/slab/deck sections, ou on clique sur l'icone 

On distingue trois types des éléments plaques qui sont :

**Element Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections sont définies par l'épaisseur.

**Element membran** : il est utilisé pour les éléments minces.


**Element plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.



- **Les dalles pleines:**

**Draw** ⇒ **Draw area objects** ⇒ **Draw Rectangular**; ou on clique sur l'icone 

- **Les voiles :**

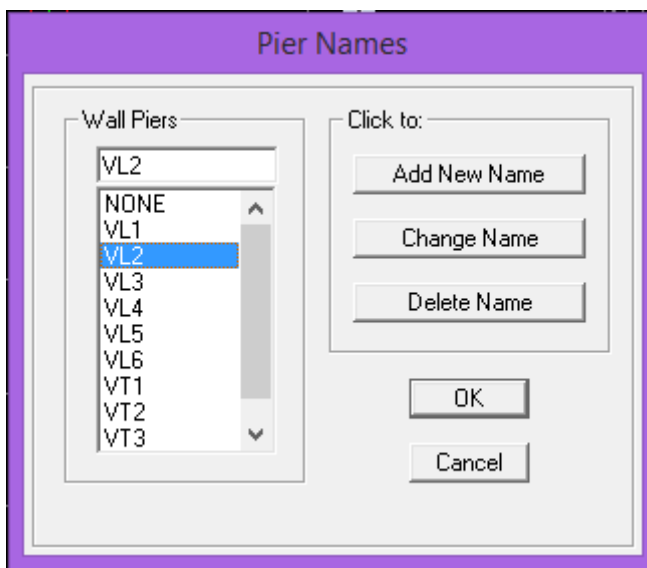
Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines  mais on va se mettre en élévation.

- ❖ **Remarque :**

Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux ; Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on :

Sélectionnons les voiles et les poteaux.

**Assing** ⇒ **Shelle/Area** ⇒ **Pier Label**, ou on clique sur l'icone 



#### V.4.3.Troisième étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

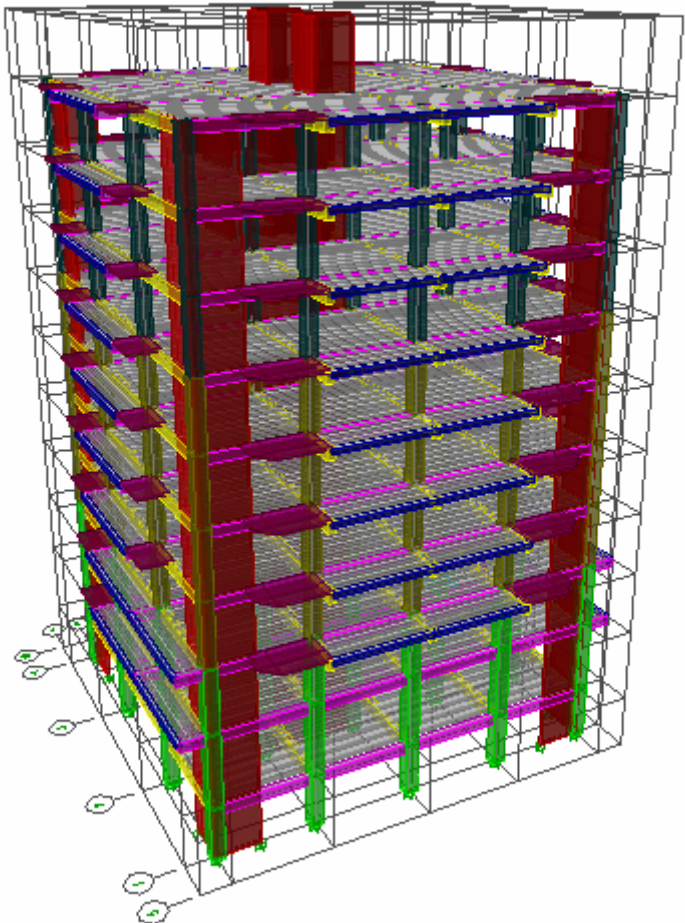
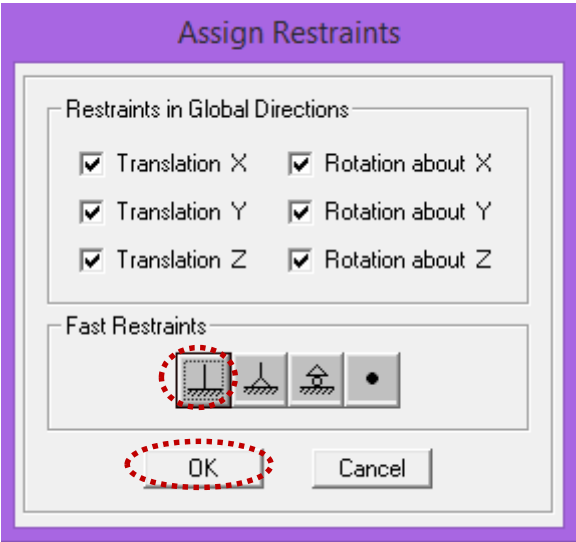
##### a) Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans l'etabs on :

Sélectionner les nœuds à la base.

Ramenant l'instruction suivante :

**Assing** ⇒ **joint/point** ⇒ **restraints** , ou on click sur l'icone 



#### V.4.4. Quatrième étape :

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

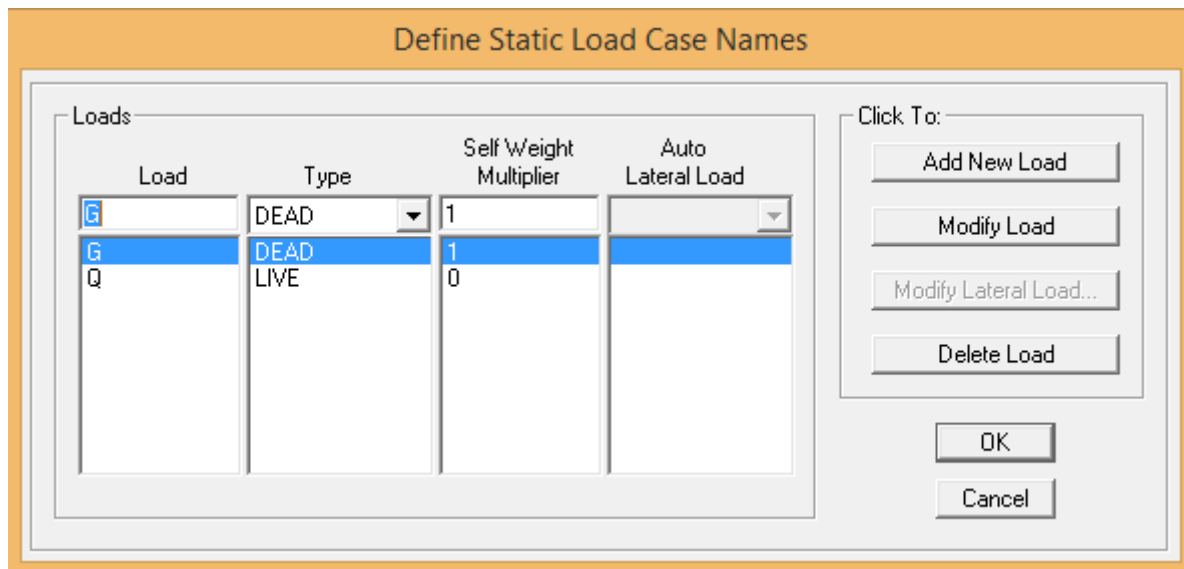
##### a) Définitions des charges :

Define ⇒ static load cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW).

##### ❖ Remarque :

Le poids propre de la structure et prise en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.



##### b) Introduction des charges :

##### ❖ Exemple : Pour les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m<sup>2</sup> selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

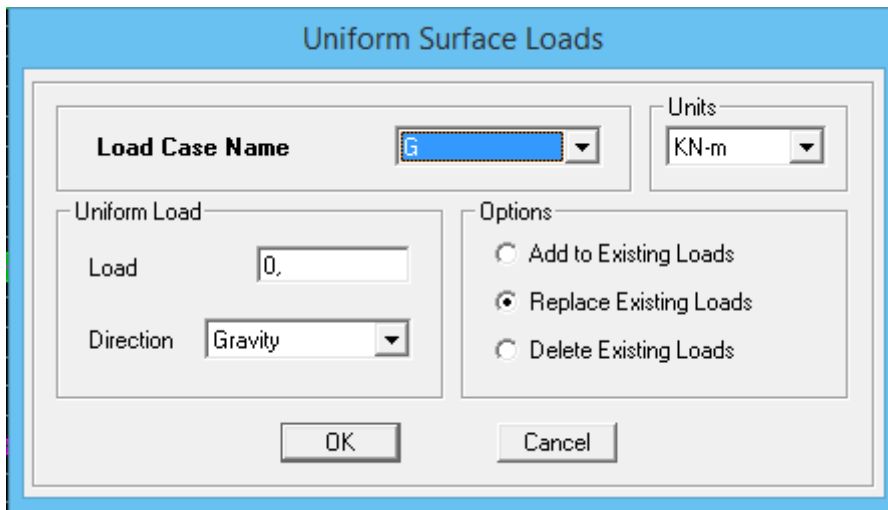
On sélection les dalles a chargé

Assing ⇒ shell/area Loads ⇒ Uniform.

##### ❖ Remarque :

Pour les charges permanentes des dalles pleines on enlève leur poids propres.

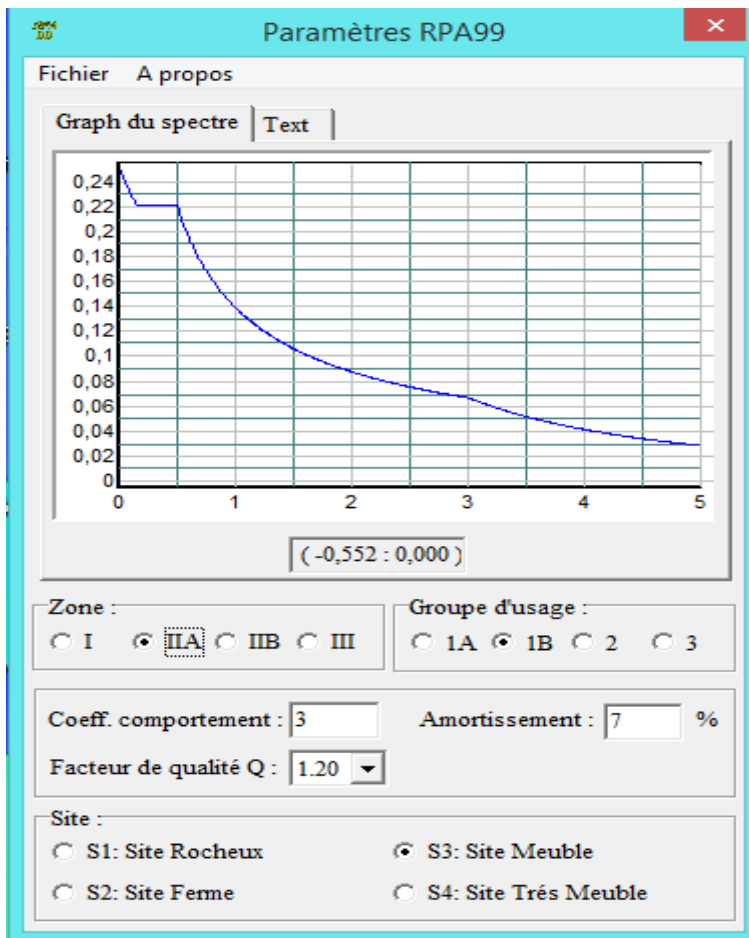
$$G_{dalle} = \rho_{\text{béton}} \times e_{\text{p dalle}}$$



**c) La charge sismique :**

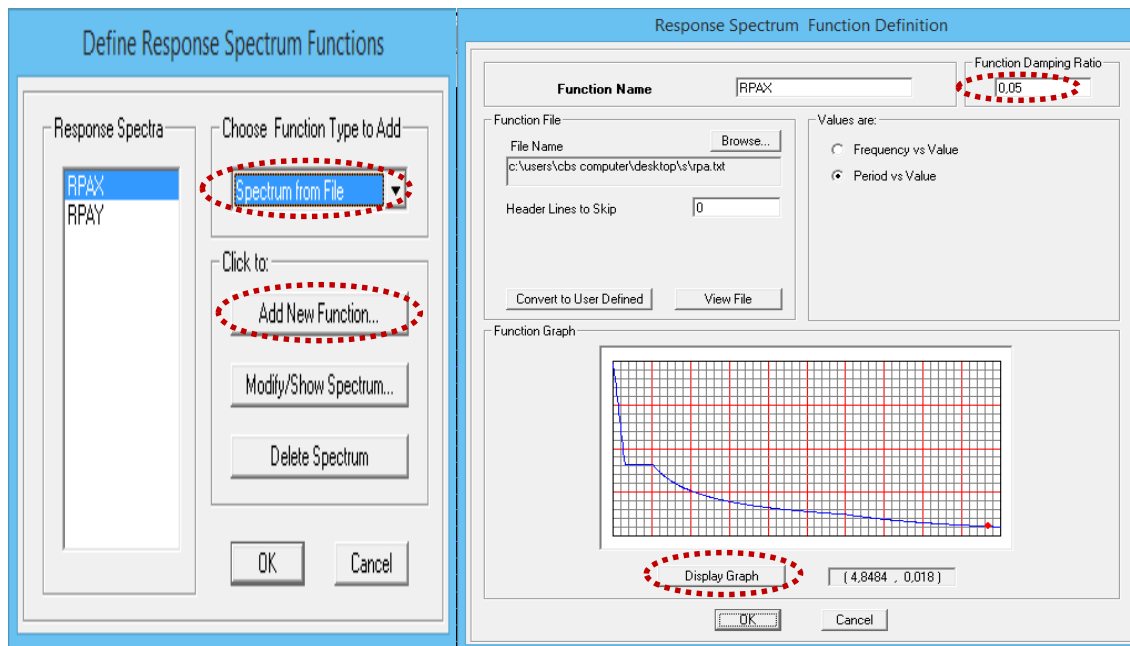
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003

On définit le spectre comme suit :




**d) L'introduction du spectre :**

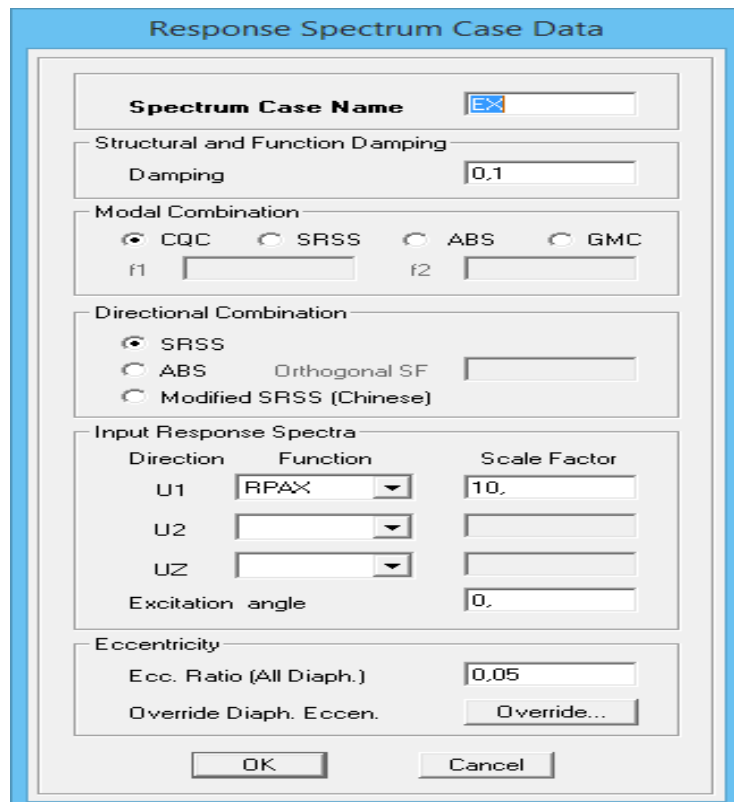
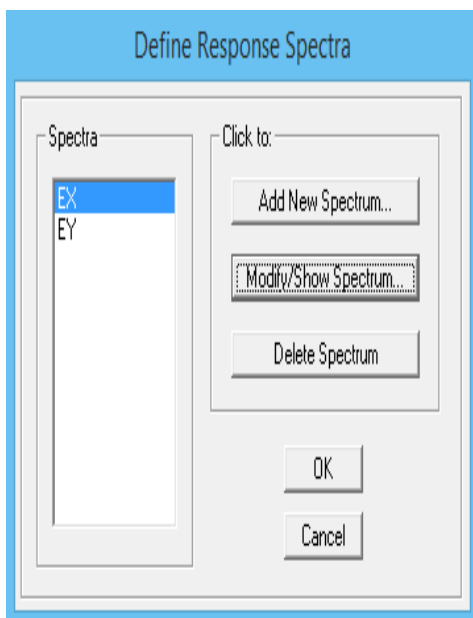
Define ⇒ Reponse Spectrum fonctions ; ou on click sur l'icone 



**e) Charge sismique :**

Define ⇒ Reponse spectrumcases ; ou on click sur l'icone 

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.



**f) Définition de l'action sismique :**

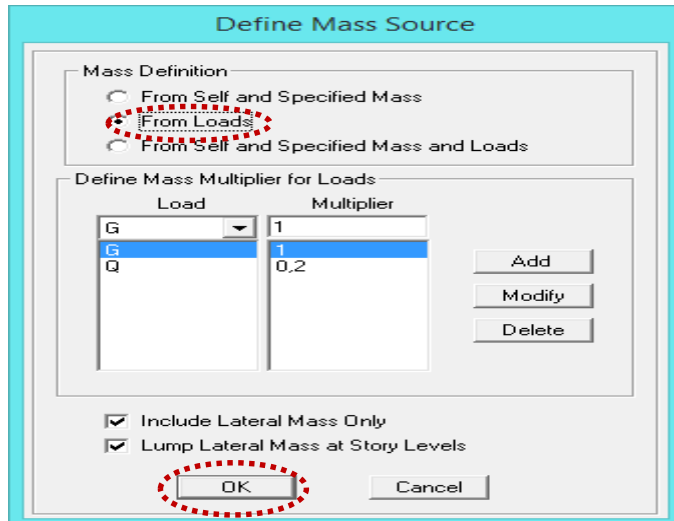
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite le séisme dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

**Avec :**

$\beta$  : Coefficient de pondération.

**Define** ⇒ **masse source** ; ou on click sur l'icone



**V.4.5. Cinquième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

**Define** ⇒ **load combinations** ; ou on click sur l'icone



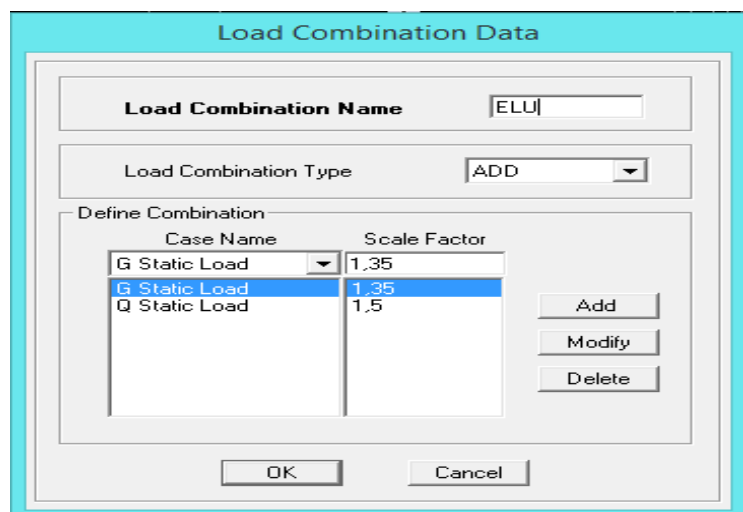
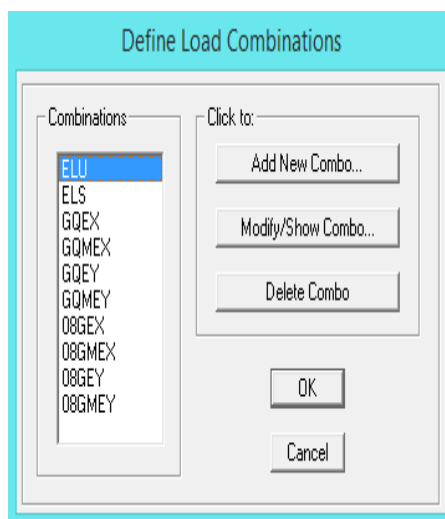
On introduire les combinaisons de charges :

**D'après RPA Les combinaisons accidentelles :**

$$(G+Q+E), (0,8G+E)$$

**D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :**

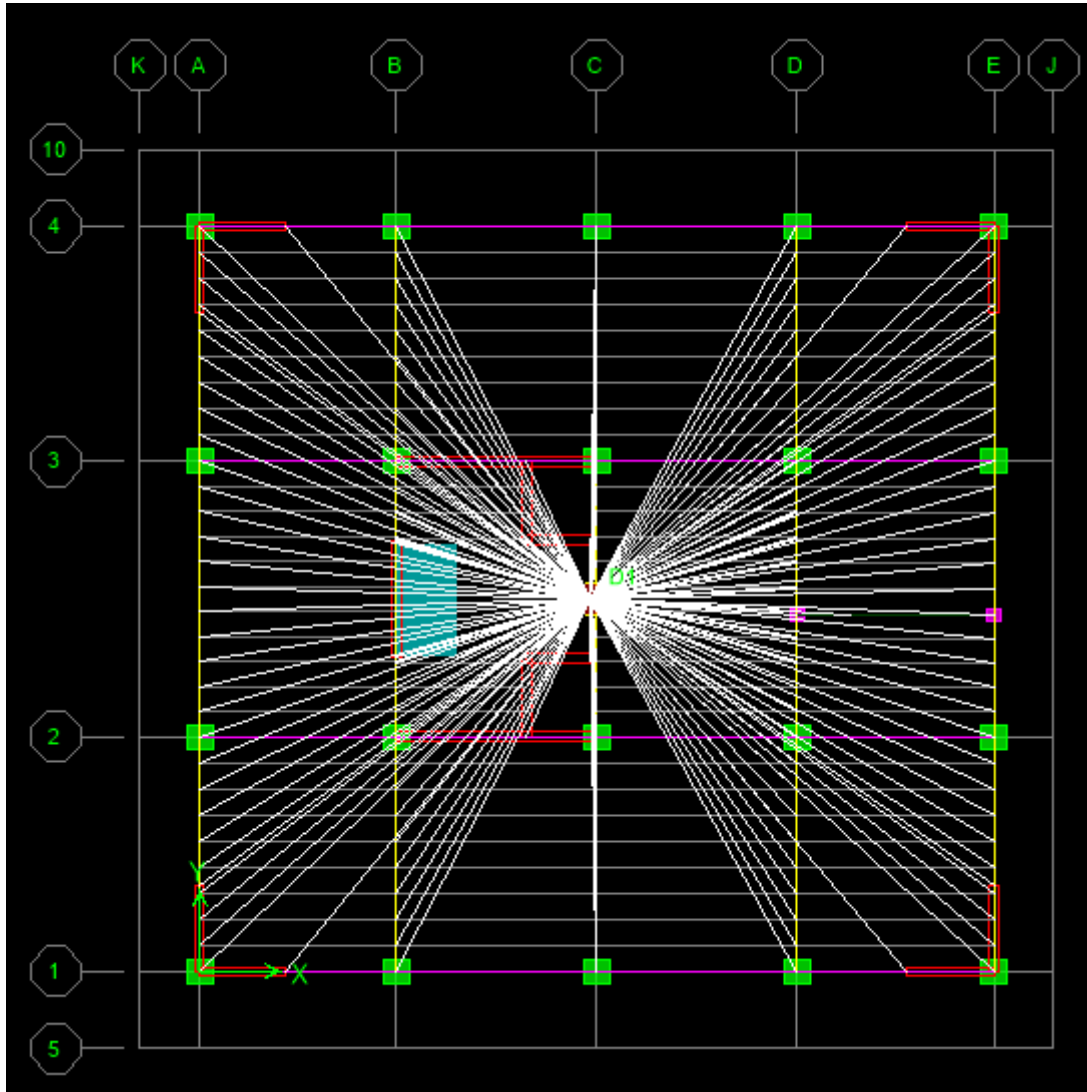
$$(ELU : 1,35G+1,5Q), (ELS : G+Q)$$



**Les diaphragmes :**

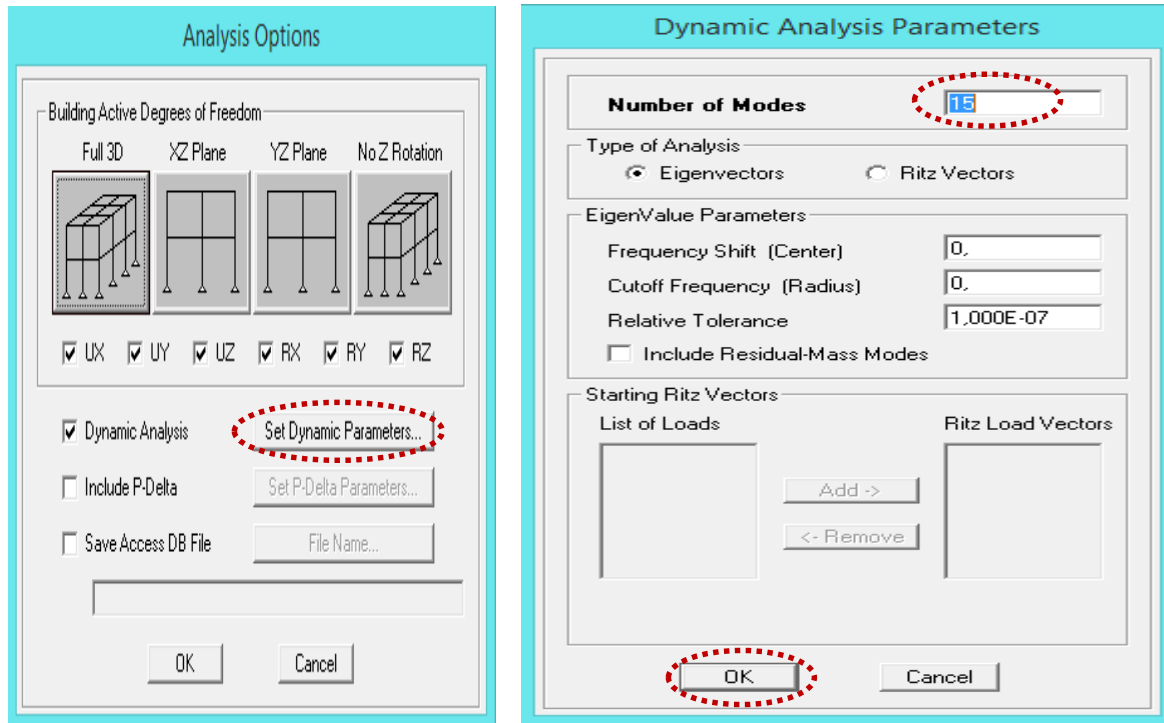
Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assing  $\Rightarrow$  joint/point  $\Rightarrow$  diaphragme, ou on clique sur l'icone



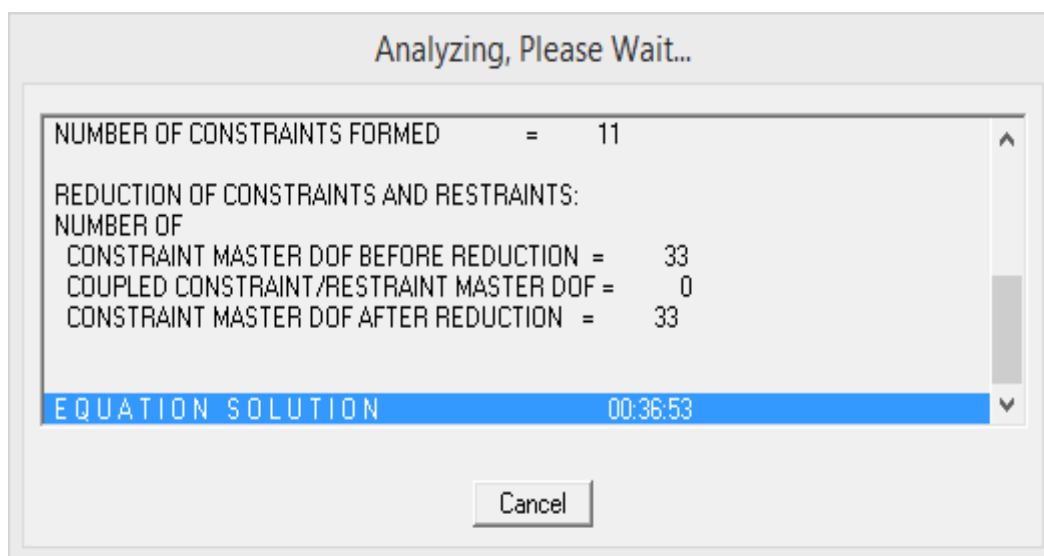
**V.4.6.Sixième étape :**

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.



**V.4.7.Analyse et visualisation des résultats :**

**Analyse** ⇒ **Run Analysis** , Ou on clique sur le Botton F5 du clavier.



**a) Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

**b) analyse nodale :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures puis qu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

**c) analyse spectrale :**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (**Complète Quadratic Combination**) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe  $-/+$ .

**d) analyse dynamique temporelle :**

Pour des cas d'analyse ou une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, **ETABS** offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

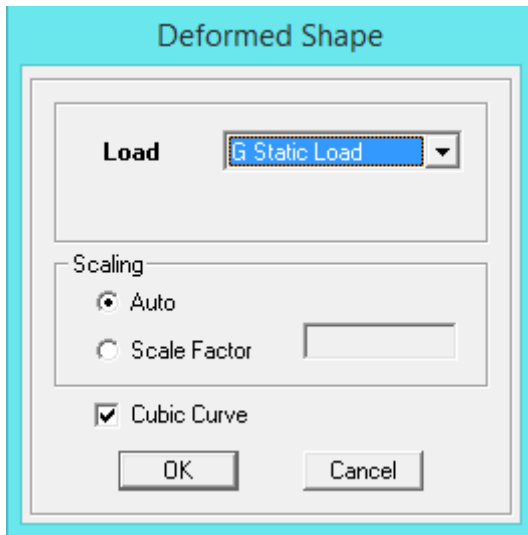
La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de  $0.1T$  ( $T$  étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

**V.4.7. Septième étape:**

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

**a) Déplacement:**

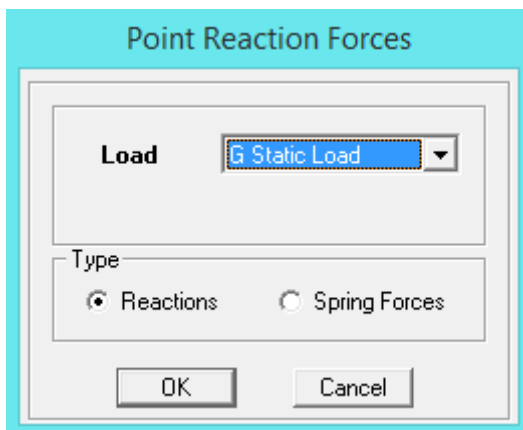
**Display** ⇒ **show Deformed shape** 



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

**b) Visualisation des réactions :**

**Display** ⇒ **show Member Force/stress Diagram** ⇒ **Support/Springs Reaction.** 

**d) Visualisation des modes de vibration :**

**Display** ⇒ **Show Shepe.**

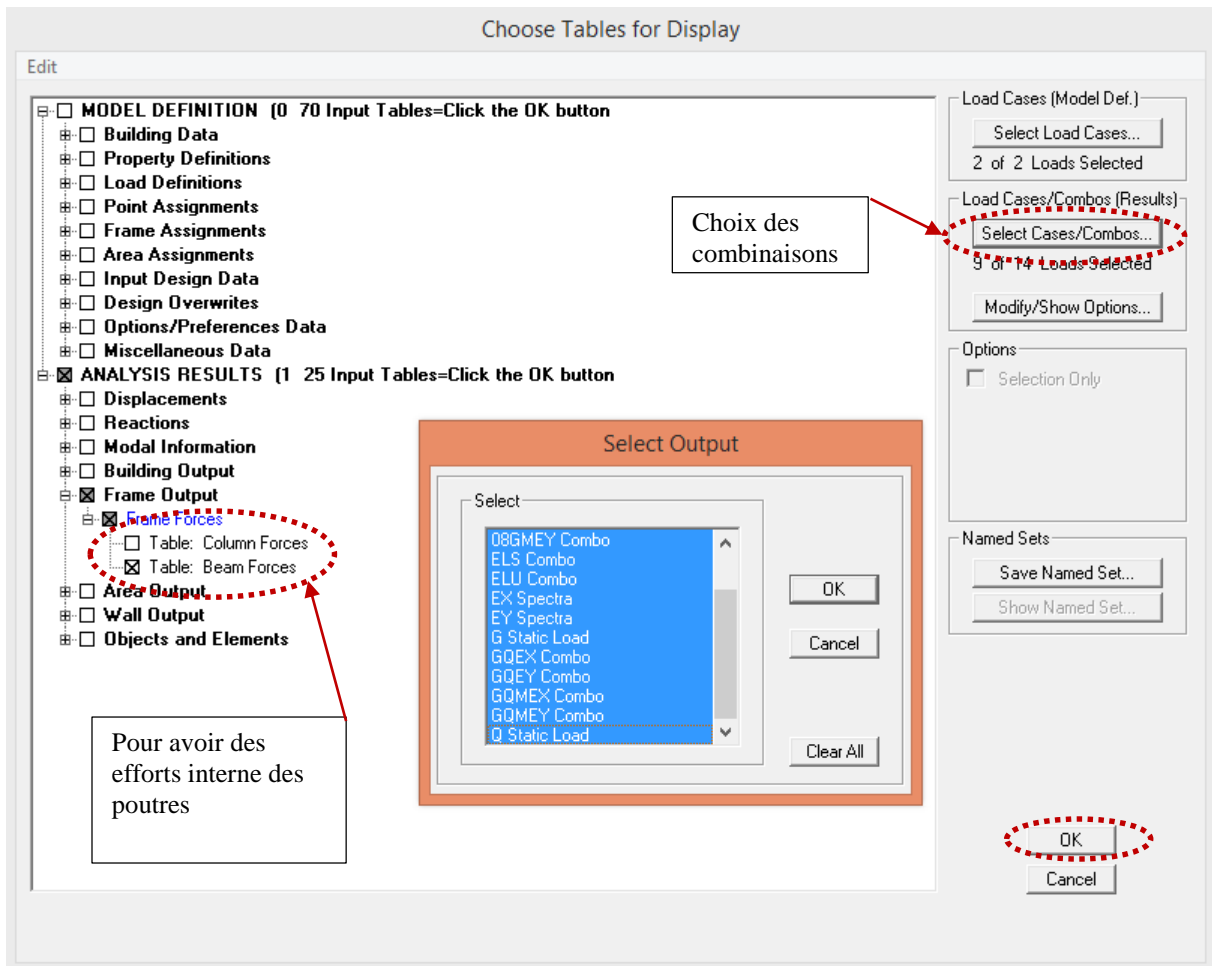
Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

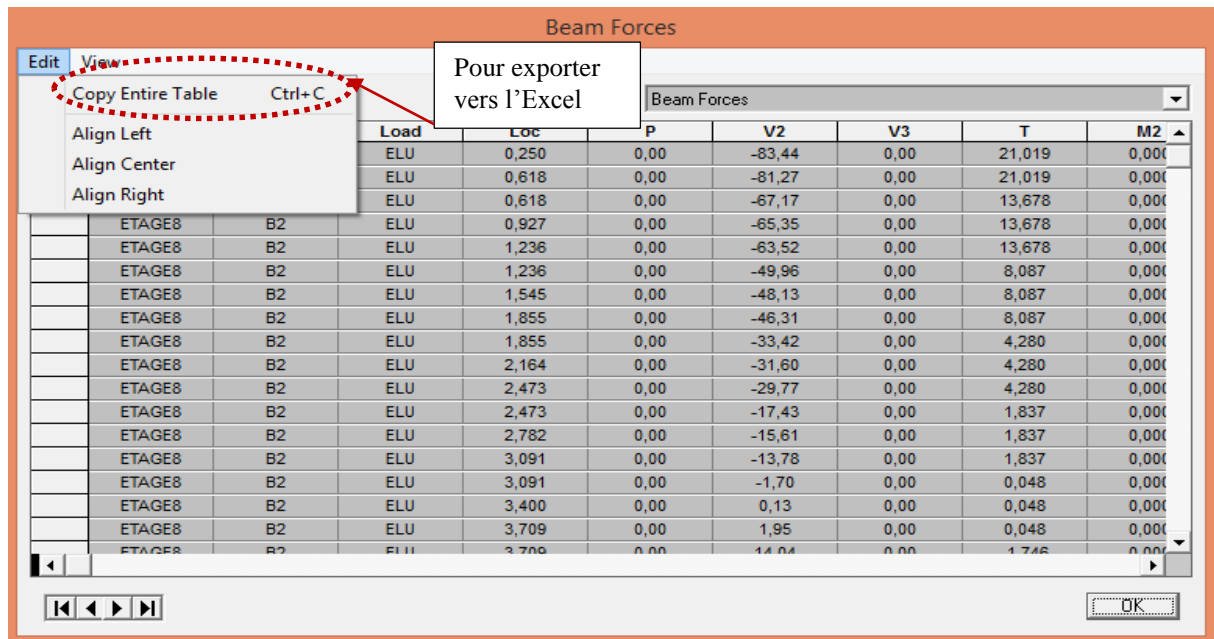
**c) Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

**Display ⇒ Show tables**

❖ **Les efforts internes :**





### ❖ Efforts internes dans les éléments barres :

#### a) Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on click sur :

**Display** ⇒ **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

#### b) Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

### ❖ Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

### ❖ Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche (**Displacements**).

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel®**, la colonne **U<sub>x</sub>** correspond au sens xx, et **U<sub>y</sub>** au sens yy.

### ❖ Effort tranchant et moment sismique à la base :

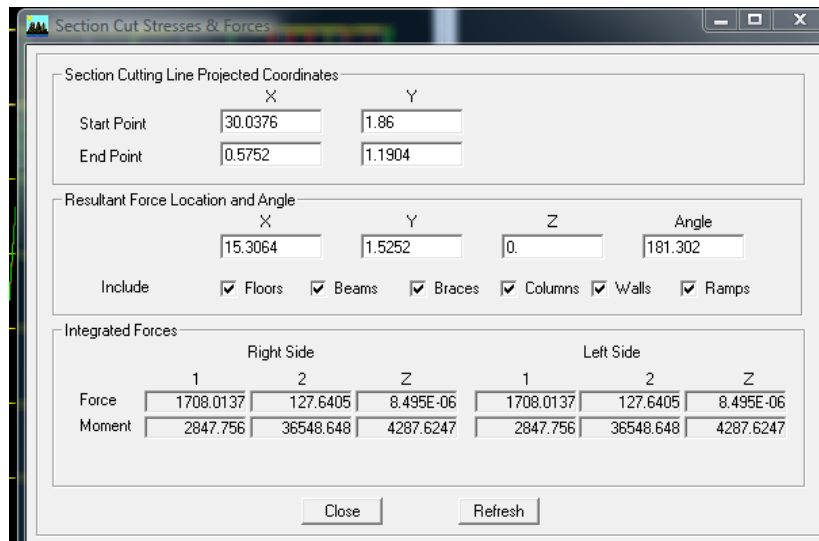
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche (**Base Reactions**) ensuite dans (**Select Cases/comb**) on choisit (**EX ou EY**).

### ❖ Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison (**EX** ou **EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



### ❖ Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.



# Chapitre VI

## vérification RPA

**VI.1.Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**VI.2.Choix de la méthode de calcul :**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99-version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente :
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**VI.3.Méthode statique équivalente : (RPA99-version2003/Art 4.2)****V.3.1.Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**V.3.2.Conditions d'application : (RPA99-version2003/Art 4.1.2)**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$  m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$  m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

**❖ Remarque :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas, car notre bâtiment dépasse les 30m  $H \leq 30$  m (**RPA99 -version2003/Art 4.1.2**) pour la zone III (n'est pas vérifié) donc on va opter pour la méthode d'analyse modale spectrale.

**VI.4.Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99-version/Art 4.3)**

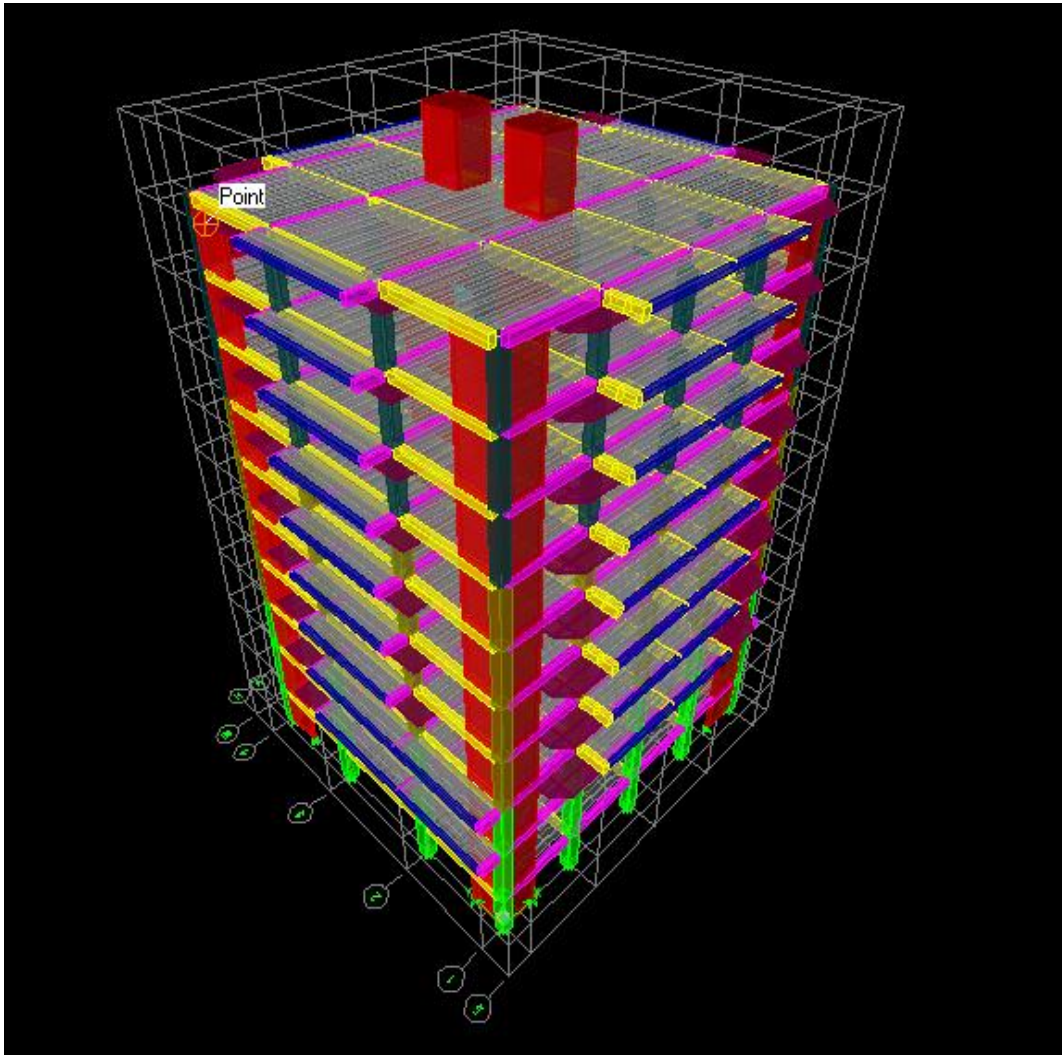
Elle peut être utilisée sans conditions particulières, et dans la plupart des cas, on fait recours à cette méthode dans le cas où la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

**VI.4.1.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.

**VI.4.2.Modélisation de la structure :**

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS



**Figure VI.1:** Modélisation tridimensionnelle de la structure.

#### VI.4.3. Spectre de réponse de calcul : (RPA99-version2003/ Art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta \lambda (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \lambda (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5 \eta \lambda (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3S \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$  : Accélération spectrale.

- A : coefficient d'accélération de zone ; il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25 \quad (\text{RPA99-version2003/ tableau 4.1})$$

- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$$\text{Site meuble } S_3 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right. \quad (\text{RPA99-version2003/ tableau 4.7})$$

- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du facteur  $\xi$ .

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} > 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\xi = 10 \% \quad (\text{RPA99-version2003/ tableau 4.2}).$$

$$\xi = 10 \% \Rightarrow \eta = 0.76 > 0.7 .$$

- Q : facteur de qualité, il est donné par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{Avec : } P_q : \text{pénalité.}$$

- R : coefficient de comportement global de la structure

$$R = 5$$

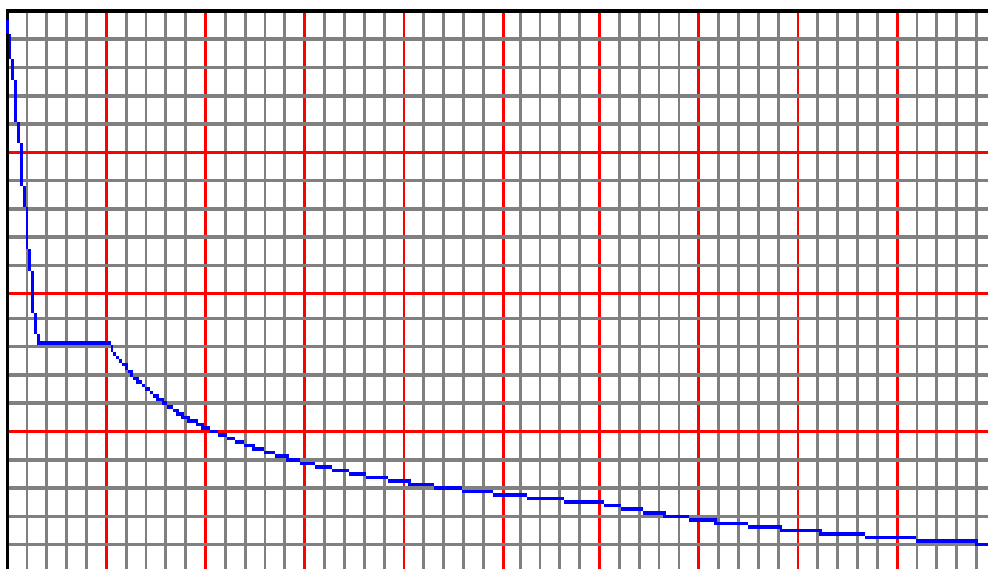


Figure VI.2 : Spectre de réponse de calcul.

**VI.5.Vérification de la Période fondamentale : (RPA99-version2003/ Art 4.2.4)**

$$T_{\text{logiciel}} = T^{\text{1er mode}} \leq 1,3 T_{\text{RPA}}$$

$$T_{\text{logiciel}} = 0,835\text{s}$$

$$T_{\text{RPA}} = C_T (h_N)^{3/4}$$

**Avec :**

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **(RPA99-version2003/ tableau 4.6)**

$$T_{\text{RPA}} = 0,05 (35,24)^{3/4} = 0,723\text{s}$$

$$1,3 T_{\text{RPA}} = 1,3 \times 0,723 = 0,9399\text{s}$$

$$T_{\text{logiciel}} = 0,835\text{s} \leq 1,3 T_{\text{RPA}} = 0,9399\text{s} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

**VI.6.Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. **(RPA99-version 2003/Article 4.3.4)**
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Du logiciel ETABS on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau

Mode	Period (s)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumUZ (%)
1	0,834997	0	63,6964	0
2	0,667148	69,1453	63,6965	0
3	0,65005	69,1456	72,439	0
4	0,22657	69,1457	85,6924	0
5	0,179787	69,1527	86,6989	0
6	0,161879	86,6232	86,699	0
7	0,103145	86,6233	91,7446	0
8	0,082087	86,6281	91,9645	0
9	0,071243	92,3503	91,9646	0
10	0,060171	92,3504	94,4435	0
11	0,047176	92,3518	94,5107	0
12	0,042555	94,9338	94,5108	0
13	0,040995	94,9339	95,9541	0
14	0,03345	94,9339	96,4661	0
15	0,03134	94,9383	96,5797	0

**Tableau VI.1 :** Mode de vibration et participation massique.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec.}$$

**Avec :**

**N :** le nombre de niveaux au-dessus du sol.

$T_k$  : la période du mode K

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 9** dans les deux directions (x-x) ; (y-y)

### VI.7.Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions (x-x) ; (y-y)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

**Avec :**

- $A$  : coefficient d'accélération de zone ; il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25 \quad (\text{RPA99-version2003/ tableau.4.1})$$

- $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0 \text{ s} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 modifié 2003)  $T_2 = 0,5\text{s}$  (site meuble)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$ .

Où  $\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

Pour notre cas : (voiles en B.A / maçonnerie) :

$$\xi = 10\%$$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76.$$

$T$  période fondamentale de la structure, elle est donnée par :

$$T = \min \left( 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}, C_T \cdot h_N^{3/4} \right)$$

Avec :  $L$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$h_n$  : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage.

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement donnée par le tableau 4.6 du RPA

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles  $C_T = 0,05$  ;  $h_n = 35,24\text{m}$

➤ **Dans le sens longitudinal** :  $L = 19,6\text{m}$

D'où:

$$\left. \begin{array}{l} T_L = 0,09 \frac{35,24}{\sqrt{19,6}} \Rightarrow T_L = 0,716 \text{ s.} \\ T_L = 0,05 \times (35,24)^{3/4} = 0,723 \text{ s} \end{array} \right\} \Rightarrow T_L = \min \{0,716 \text{ s}, 0,723 \text{ s}\} = 0,716 \text{ s}$$

➤ Dans le sens transversal :  $L = 18,4\text{m}$

D’ou:

$$\left. \begin{aligned} T_T &= 0,09 \frac{35,24}{\sqrt{18,4}} \Rightarrow T_T = 0,739 \text{ s} \\ T_T &= 0,05 \times (35,24)^{3/4} = 0,723 \text{ s} \end{aligned} \right\} \Rightarrow T_T = \min \{0,723 \text{ s}, 0,739 \text{ s}\} = 0,723 \text{ s}$$

On aura :

$$D_L = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,5}{0,716}\right)^{2/3} = 1,49$$

$$D_T = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,5}{0,723}\right)^{2/3} = 1,48$$

▪ Q : facteur de qualité, il est donné par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{Avec : } P_q : \text{pénalité.}$$

Critère q	P <sub>q</sub> (sens transversal)	P <sub>q</sub> (sens longitudinal)
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0

Tableau VI.2 : Pénalités d’observation ou non du critère q.

⇒  $Q_x = 1.00$

$Q_y = 1.00$

▪ R : coefficient de comportement global de la structure.

$R = 5$

- $W_t$  : poids total de la structure.

Du logiciel ETABS :

$$W_t = 4719.7759 \times 10 = 47197.759 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} . W_t \quad ; \quad V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} . W_t$$

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,49 \times 1,00}{5} \times 47197.759 \Rightarrow V_x = 3516.23 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,48 \times 1,00}{5} \times 47197.759 \Rightarrow V_y = 3492.634 \text{ KN}$$

$$V_x = 3516.23 \times 0,8 = 2812,98 \text{ KN.}$$

$$V_y = 3492.634 \times 0,8 = 2794,10 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 3791.22 \text{ KN} > 80\% V_x = 2812,98 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 3224.40 \text{ KN} > 80\% V_y = 2794,10 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

### VI.8. Calcul des déplacements relatifs : (RPA 99-version 2003/Art 4.4.3)

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau k-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui sont adjacents, ne doit pas

dépasser 1% de la hauteur d'étage (RPA 99-version 2003/ Art 5.10)

❖ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Dans le sens transversal :

Niveau (m)	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$1\% \times h$	Obs
S-M	0,0229	5	0,1145	0.006	0.032	vérifiée
Etage8	0,0217	5	0.1085	0.010	0.032	vérifiée
Etage7	0,0197	5	0.0985	0.011	0.032	vérifiée
Etage6	0,0175	5	0.0875	0.0115	0.032	vérifiée
Etage5	0,0152	5	0.076	0.0130	0.032	vérifiée
Etage4	0,0126	5	0.063	0.013	0.032	vérifiée
Etage3	0,01	5	0.05	0.0135	0.032	vérifiée
Etage2	0,0073	5	0.0365	0.0.135	0.032	vérifiée
Etage1	0,0047	5	0.023	0.0105	0.032	vérifiée
RDC	0,0025	5	0.0125	0.0095	0.0374	vérifiée
S-sol	0,0006	5	0.003	0.003	0.027	vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification les déplacements relatifs (x-x)

➤ Dans le sens longitudinal :

Niveau (m)	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$1\% \times h$	Obs
S-M	0,0195	5	0.0975	0.01	0.032	vérifiée
Etage8	0,0175	5	0.0875	0.0105	0.032	vérifiée
Etage7	0,0155	5	0.077	0.010	0.032	vérifiée
Etage6	0,0135	5	0.067	0.0105	0.032	vérifiée
Etage5	0,0113	5	0.0565	0.0105	0.032	vérifiée
Etage4	0,0092	5	0.046	0.0110	0.032	vérifiée
Etage3	0,007	5	0.035	0.0100	0.032	vérifiée
Etage2	0,005	5	0.025	0.009	0.032	vérifiée
Etage1	0,0032	5	0.016	0.008	0.032	vérifiée
RDC	0,0016	5	0.008	0.006	0.0374	vérifiée
S-sol	0,0004	5	0.002	0.002	0.027	vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification les déplacements relatifs (y-y).

❖ Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

**VI.9. Justification vis-à-vis de l'effet (P-D) : (RPA99 -version2003/Art 5.9)**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- D) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.1$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$h_k$  : Hauteur de l'étage (k).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Dans le sens longitudinal :

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k \times h_k$	$\theta_k$	Observation
S-M	320,239	0.01	304	0.0105	Vérifier
Etage8	4321,165	0.0105	2872,768	0.016	Vérifier
Etage7	4711,72	0.010	4865,95	0.009	Vérifier
Etage6	4711,72	0.0105	6493,5	0.0076	Vérifier
Etage5	4750,609	0.0105	7909,376	0.0063	Vérifier
Etage4	4795,477	0.0110	9098,88	0.0058	Vérifier
Etage3	4795,477	0.0100	10079,552	0.0047	Vérifier
Etage2	4795,477	0.009	10833,69	0.0039	Vérifier
Etage1	4991,101	0.008	11454,144	0.0034	Vérifier
RDC	4744,126	0.006	13973,088	0.0025	Vérifier
S-SOL	4260,648	0.002	10236,294	0.0008	Vérifier

Tableau VI.5 : Vérification de l'effet (P-D) dans le Sens (x-x).

➤ Dans le sens transversal :

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$	$V_k \times h_k$	$\theta_k$	Observation
S-M	320,239	0.006	266,816	0.0072	Vérifier
Etage8	4321,165	0.010	2353,376	0.018	Vérifier
Etage7	4711,72	0.011	3987,96	0.013	Vérifier
Etage6	4711,72	0.0115	5363,104	0.0096	Vérifier
Etage5	4750,609	0.0130	6546,144	0.0094	Vérifier
Etage4	4795,477	0.013	7575,776	0.0082	Vérifier
Etage3	4795,477	0.0135	8431,87	0.0077	Vérifier
Etage2	4795,477	0.0135	9139,96	0.0070	Vérifier
Etage1	4991,101	0.0105	9706,08	0.0054	Vérifier
RDC	4744,126	0.0095	11849,255	0.0038	Vérifier
S-SOL	4260,648	0.003	8705,88	0.0015	Vérifier

Tableau VI.6 : Vérification de l'effet (P-D) dans le Sens (y-y).

❖ **Conclusion :**

On constate que  $\theta_k$  suivant (x-x) et  $\theta_k$  suivant (y-y) sont inférieurs à **0,1**.  
Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**VI.10. Vérification de l'effort normal réduit :**

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$V = \frac{Nd}{Bc * f_{c28}} \leq 0,3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Bc: Section du poteau

f<sub>c28</sub>: La résistance caractéristique de béton

niveau	Section	L'effort (KN)	v	OBS
s-sol/RDC/1	(0.65 ; 60)	2736.12	0.28	<0.3 vérifier
2/3/4/5	(60 ; 55)	1901.16	0.23	<0.3 vérifier
6/7/8	(55 ; 50)	779.36	0.113	<0.3 vérifier

Tableau VI.7 : Vérification de l'effort normal.

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifier donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

**VI.11. Justification de l'interaction (Portiques / Voiles) :**

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à l'aide de l'option (Section Cut).

❖ **Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**➤ **Dans le sens (x-x) :**

L'effort	Portiques	voiles	Total
S-sol	441,958	3349,737	3791,17
RDC	312,646	3425,831	3736,103
Etage1	568,248	3016,728	3579,422
Etage2	546,92	284,873	3385,430
Etage3	615,353	2539,640	3149,858
Etage4	615,457	2539,675	3149,747
Etage5	622,189	2226,527	2843,362
Etage6	533,147	1508,600	2029,147
Etage7	505,770	1048,496	1520,607
Etage8	652,903	445,858	897,739

Tableau VI.8 : Les efforts sismiques dans sens (x-x).

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **24,52%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **78,07%**

➤ Dans le sens (y-y) :

L'effort	Portiques	voiles	Total
S-sol	589,0419	2660,229	3224,307
RDC	500,226	2692,764	3168,162
Etage1	782,114	2283,210	3033,134
Etage2	676,088	2209,100	2856,160
Etage3	723,561	1943,429	2634,434
Etage4	690,901	1709,163	2367,434
Etage5	679,540	1401,87	2045,659
Etage6	515,669	1193,823	1675,963
Etage7	466,004	825,912	1246,238
Etage8	542,782	361,107	735,43

**Tableau VI.9:** Les efforts sismiques dans sens (y-y).

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **31,37%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **72,71%**

❖ **Conclusion :**

D'après ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas repris en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte (portiques-voiles).

**VI.12.Vérification du déplacement maximal de la structure :**

On doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{ad}$ .

$$f_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{35.24}{500} = 0,0705$$

**V.12.1.Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**

On clique : **Display/Show Story Response Plots.....**La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image.

On clique sur **display**.

Après on relève directement la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

➤ Dans le sens (x-x)

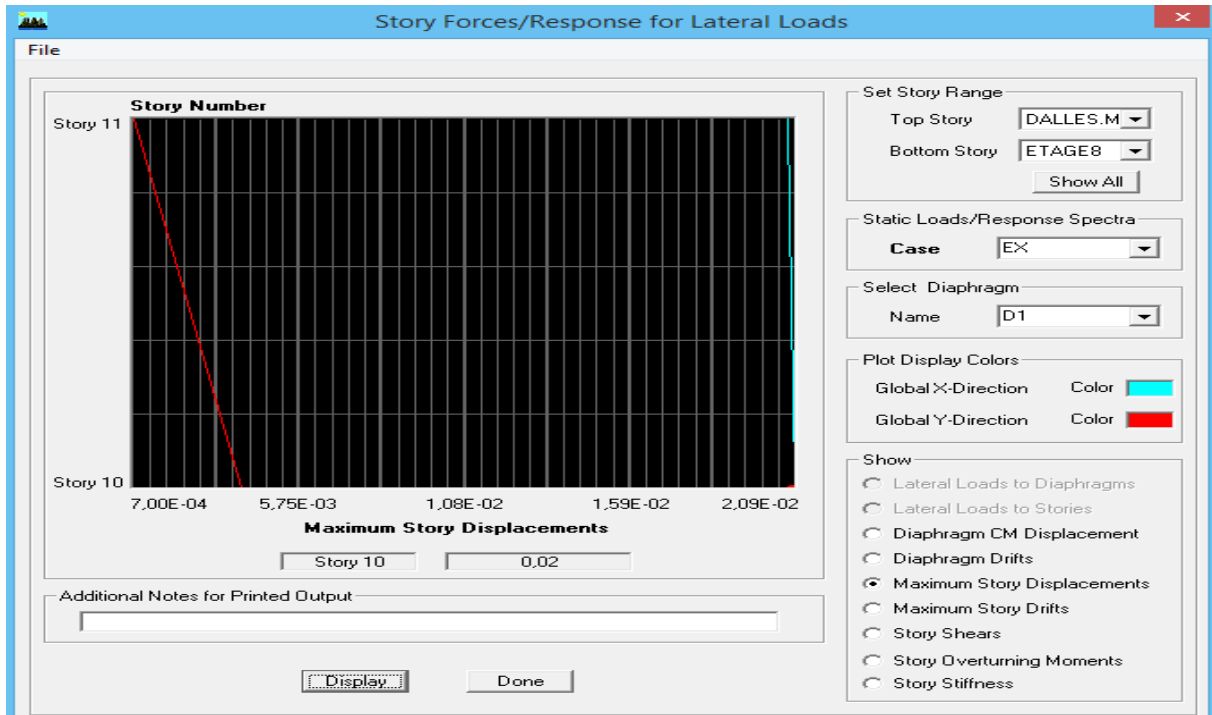


Figure VI.3 : Déplacement maximal dans sens (x-x).

➤ Dans le sens (y-y) :

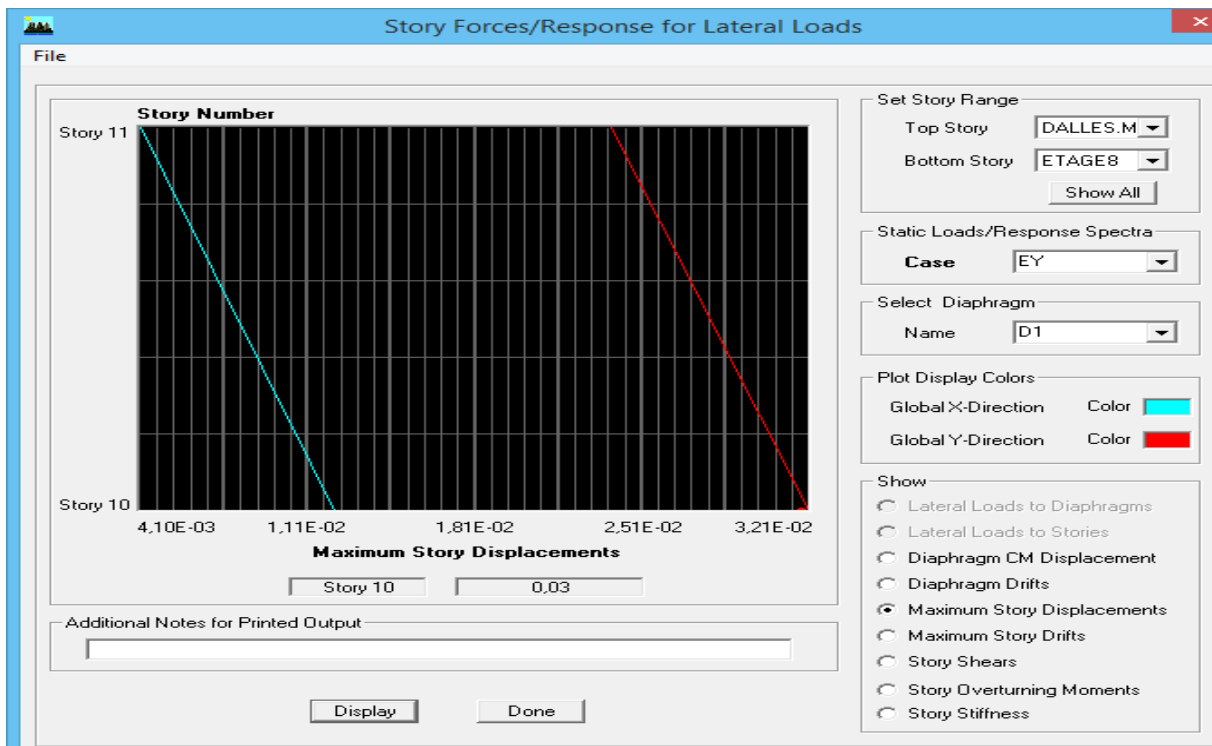


Figure VI.3 : Déplacement maximal dans sens (y-y).

Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02m

Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.03 m

Flèche admissible : 0.0705 m

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

### **VI.13.Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- L'effort normal réduit est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.

# Chapitre VII

## Ferraillage de la structure

# Ferraillage des poutres

**VII.1.Ferrailage des poutres :****VII.1.1.Introduction :**

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, Elles transmettent les charges aux poteaux, et seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorable, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

**ELU :** 1,35G+1,5Q

**ELS :** G+Q

**RPA-version 2003 :** G+Q±E ; 0,8G±E

**VII.1.2.Recommandations du RPA-version 2003 :****VII.1.2.1.Armatures longitudinales : (RPA-version2003/Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de :  $A_{\min} = 0.5 \% b.h$

Poutres principales (50 ; 35) :  $A_{\min} = 0.5 \times 50 \times 35 / 100 = 8,75 \text{cm}^2$ .

Poutres secondaires (45 ; 30) :  $A_{\min} = 0.5 \times 45 \times 30 \times / 100 = 6.75 \text{cm}^2$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de :

4%.b.h : En zone courante

6%.b.h : En zone de recouvrements

- **En zone courante :**

Poutres principales (50 ; 35) :  $A_{\max} = 4 \times 50 \times 35 / 100 = 70 \text{cm}^2$ .

Poutres secondaires (45 ; 30) :  $A_{\max} = 4 \times 45 \times 30 \times / 100 = 54 \text{cm}^2$ .

- **En zone de recouvrement :**

Poutres principales (50 ; 35) :  $A_{\max} = 6 \times 50 \times 35 / 100 = 105 \text{cm}^2$ .

Poutres secondaires (45 ; 30) :  $A_{\max} = 6 \times 45 \times 30 \times / 100 = 81 \text{cm}^2$ .

- ❖ **Remarque :**

La longueur minimale de recouvrement est de **50 Ø zone III**.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué un crochet de **90°**.

**VII.1.2.2.Armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales et données par :

$$A_t = 0,003. S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre  $\Phi$  des armatures longitudinal à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et pour le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :**

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	fc28 MPa	fe MPa	fissuration
<b>Poutre principales</b>	50	35	3	25	400	Peu. Préjudiciable
<b>Poutre secondaires</b>	45	30	3	25	400	Peu. Préjudiciable

**VII.1.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

**VII.1.3.1. Exposition de la méthode :**

Armatures longitudinal elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

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

avec

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

**Tel que :**

$\theta = 1$  ; si la durée d’application de la combinaison d’action considérée est supérieur à 24h

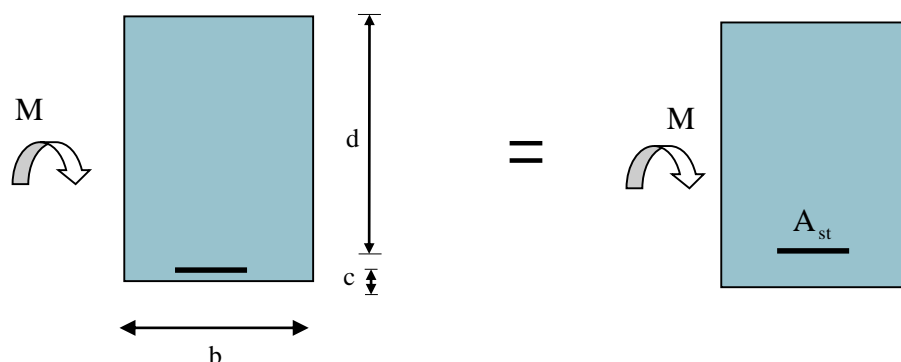
$\theta = 0,9$  ; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;

$\theta = 0,85$  ; lorsque cette durée et inferieur à 1h.

Pour les feE400 on a :  $\mu_1 = 0.392$

- **1<sup>er</sup> cas :**  $\mu < \mu_1 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .



**Figure VII.1:** disposition des armatures SSA

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

**Avec :**

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$  Cas général.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$  Cas accidentel.

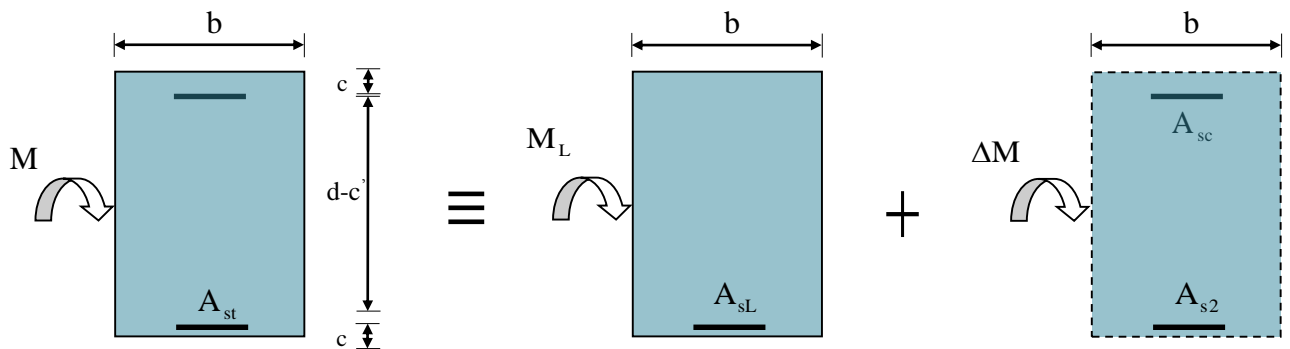
$f_e = 400$  MPa

$A_{st}$  : section d'acier tendue

$d$  : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

- **2<sup>ème</sup> cas :**  $\mu > \mu_1 \Rightarrow$  section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



**Figure VII.2:** disposition des armatures SDA.

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

❖ **Remarque :**

**En situation courante :**

$$\begin{aligned} \gamma_b = 1.5 & \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 & \end{aligned}$$

**En situation accidentelle :**

$$\begin{aligned} \gamma_b = 1.15 & \Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1 & \end{aligned}$$

VII.1.3.2. Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Ferrailage des poutres principales: (35 ; 50)

- Poutre principales : (en travées)

Niv	Comb	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	As cal (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adop (cm <sup>2</sup> )
8	ELU	108.56	0,0988	SSA	0.948	7.001	3HA16+3HA14	10.65
7	ELU	111.715	0.102	SSA	0.946	7.22	3HA16+3HA14	10.65
6	ELU	113.137	0.102	SSA	0.946	7.31	3HA16+3HA14	10.65
5	ELU	112.764	0.103	SSA	0.946	7.29	3HA16+3HA14	10.65
4	ELU	112.857	0.103	SSA	0.946	7.30	3HA16+3HA14	10.65
3	ELU	113.936	0.103	SSA	0.945	7.37	3HA16+3HA14	10.65
2	ELU	114.925	0.104	SSA	0.945	7.43	3HA16+3HA14	10.65
1	ELU	117.496	0.107	SSA	0.943	7.62	3HA16+3HA14	10.65
RDC	ELU	102.861	0.094	SSA	0.951	6.61	3HA16+3HA14	10.65
S-SOL	ELU	100.624	0.092	SSA	0.952	6.46	3HA16+3HA14	10.65

Tableau VII.1 : ferrailages des poutres principales en travée.

- Poutre principales : (aux appuis)

NIV	Combe	M (kN .m)	Mmax (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	As cal (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	Aa dop (cm <sup>2</sup> )
8	ELU	-180.172							
	G+Q+E	-199.525	<b>-199.525</b>	0.119	SSA	0.936	11.34	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-158.879							
7	ELU	-189.038							
	G+Q+E	-209.572	<b>-209.572</b>	0.124	SSA	0.934	11.93	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-163.261							
6	ELU	-187.768							
	G+Q+E	-214.385	<b>-214.385</b>	0.127	SSA	0.932	12.23	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+	-168.856							
5	EELU	-177.264							
	G+Q+E	-213.987	<b>-213.987</b>	0.127	SSA	0.932	12.21	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-170.505							
4	ELU	-172.786							
	G+Q+E	-215.335	<b>-215.335</b>	0.128	SSA	0.931	12.30	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-178.088							
3	ELU	-170.555							
	G+Q+E	-213.571	<b>-213.571</b>	0.127	SSA	0.932	12.13	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-182.848							
2	ELU	-173.487							
	G+Q+E	-207.268	<b>-207.268</b>	0.123	SSA	0.935	11.79	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-179.488							
1	ELU	-167.893							
	G+Q+E	-194.092	<b>-194.092</b>	0.115	SSA	0.939	10.99	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-165.094							
RDC	ELU	-160.27							
	G+Q+E	-183.496	<b>-183.496</b>	0.109	SSA	0.943	10.35	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-137.612							
S- SOL	ELU	-148.998							
	G+Q+E	-145.337	<b>-145.337</b>	0.086	SSA	0.955	8.095	<b>3HA16+3HA16</b>	12.06
	0.8G+E	-102.383							

Tableau VII.2 : ferrailages des poutres principales aux appuis.

## b) Ferrailage des poutres secondaires: (30 ; 45)

- poutres secondaires : (en travée)

Niv	Comb	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adopté(m)
8	ELU	37.314	0.0496	SSA	0.974	2.62	3HA14+3HA12	8.01
7	ELU	40.05	0.053	SSA	0.972	2.819	3HA14+3HA12	8.01
6	ELU	36.771	0.0489	SSA	0.974	2.58	3HA14+3HA12	8.01
5	ELU	33.834	0.045	SSA	0.978	2.37	3HA14+3HA12	8.01
4	ELU	30.136	0.040	SSA	0.980	2.10	3HA14+3HA12	8.01
3	ELU	25.607	0.034	SSA	0.983	1.78	3HA14+3HA12	8.01
2	ELU	20.561	0.027	SSA	0.986	1.42	3HA14+3HA12	8.01
1	ELU	16.702	0.022	SSA	0.989	1.15	3HA14+3HA12	8.01
RDC	ELU	14.463	0.019	SSA	0.991	1.00	3HA14+3HA12	8.01
S-SOL	ELU	12.815	0.017	SSA	0.992	0.89	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VII.3 : ferrailages des poutres secondaires en travée.

- poutres secondaires : (aux appuis)

NIV	Combe	M (kN .m)	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A ado
8	ELU G+Q+E 0.8G+E	-67.251 -109.811 -93.687	-109.811	0.095	SSA	0.949	6.89	3HA14+3HA12	8.01
7	ELU G+Q+E 0.8G+E	-69.411 -117.713 -100.117	-117.713	0.102	SSA	0.946	7.41	3HA14+3HA12	8.01
6	ELU G+Q+E 0.8G+	-66.686 -117.311 -100.447	-117.311	0.102	SSA	0.946	7.41	3HA14+3HA12	8.01
5	EELU G+Q+E 0.8G+E	-62.136 -115.967 -100.218	-115.967	0.100	SSA	0.947	7.29	3HA14+3HA12	8.01

<b>4</b>	ELU	-58.72							
	G+Q+E	-113.83	<b>-113.83</b>	0.098	SSA	0.948	7.15	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01
	0.8G+E	-99.064							
<b>3</b>	ELU	-58.865							
	G+Q+E	-107.823	<b>-107.823</b>	0.094	SSA	0.951	6.75	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01
	0.8G+E	-94.394							
<b>2</b>	ELU	-59.029							
	G+Q+E	-98.037	<b>-98.037</b>	0.086	SSA	0.955	6.11	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01
	0.8G+E	-86.24							
<b>1</b>	ELU	-97.151							
	G+Q+E	-84.167	<b>-97.151</b>	0.084	SSA	0.956	6.05	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01
	0.8G+E	-73.256							
<b>RDC</b>	ELU	-113.488	-						
	G+Q+E	-81.798	<b>113.488</b>	0.098	SSA	0.948	7.12	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01
	0.8G+E	-58.525							
<b>S-SOL</b>	ELU	-21.335							
	G+Q+E	-38.759	<b>-38.759</b>	0.034	SSA	0.983	2.35	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01
	0.8G+E	-33.153							

**Tableau VII.4 :** ferrailages des poutres secondaires aux appuis.

### c) armatures de peau :

Des armatures dénommées (**armature de peau**) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors de la zone armée. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 50 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est doc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,50 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

**Soit :** 2HA10 avec  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

### VII.1.4. Les vérifications à l'ELU :

#### VII.1.4.1. La condition de non fragilité : (BAEL91-modifié99/Art B.6.4)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Poutres principales (35 ; 50) : } A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 47 \times \frac{2,1}{400} = 1,99 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$$

$$\text{Poutres secondaires (30 ; 45) : } A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$$

#### ❖ Conclusion

La condition de non fragilité est vérifiée.

### VII.1.4.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91-modifié99/ArtA.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

Avec :

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à L'ELU

**Poutres principales:**  $\tau_u = \frac{190,03 \times 1000}{350 \times 470} = 1,15 \text{MPa}$

**poutres secondaires:**  $\tau_u = \frac{174,83 \times 1000}{300 \times 420} = 1,39 \text{MPa}$

#### a) Vérification de la contrainte tangente du béton : (BAEL91-modifié99/ArtA.5.21)

On doit vérifier que :

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

la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$

**Poutres principales :**  $\tau_u = 1.024 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Poutres secondaires :**  $\tau_u = 0.87 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL91-modifié99/ArtA.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ , on doit prolonger une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$  tel que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

**Poutres principales:**  $190.03 - \frac{189.038}{0.9 \times 0.47} = -256,87 < 0 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Poutres secondaires:**  $174.83 - \frac{113.448}{0.9 \times 0.42} = -125 < 0 \Rightarrow$  Condition vérifiée

#### ❖ Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

#### c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

(BAEL91-modifié99/ArtA.5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \left( \frac{0.9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

**Poutres principales :**  $T_u = 190.03 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \left( \frac{0.9 \times 47 \times 35 \times 2.5}{1.5} \right) = 987 \text{KN}.$

**Poutres secondaires :**  $T_u = 174.83 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \left( \frac{0.9 \times 42 \times 30 \times 2.5}{1.5} \right) = 756 \text{KN}.$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**VII.1.4.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

**Avec :**

$U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à hautes adhérence

$$\text{Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{190.34 \times 10^3}{0,9 \times 470 \times 301.44} = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

$$\text{Poutres secondaires: } \tau_{se} = \frac{85.56 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 244.92} = 1.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

❖ **Conclusion :**

Ya pas de risque d'entraînement des barres.

**VII.1.4.4. Calcul de la longueur d'ancrage : (BAEL 91-modifié99/Art A.6.1.23)**

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

**Avec :**

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

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 56,44$  cm.

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49,38$  cm.

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42,32$  cm.

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0,4.l_s$  » (Pour les barres à haute adhérence).

Pour les  $\Phi 16$  :  $l = 22,58$  cm

Pour les  $\Phi 14$  :  $l = 19,75$  cm

Pour les  $\Phi 12$  :  $l = 16,92$  cm

**VII.1.5. Calcul des Armatures transversales :**

On adopte le même diamètre pour les poutres principales et les poutres secondaires.

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_{l_{\max}}, \frac{b}{10} \right) = \min (1.42 ; 1.6 ; 3.5)$$

On prend  $\Phi \leq 14.2 \text{ mm}$ .

Soit  $\Phi = 4 \Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ . On choisira 1 cadre et 1 étrier donc  $A_t = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

**VII.1.5.1.Espacement des barres :**

Vérification exigence du RPA

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}.$$

Poutres principales :  $\min (12.5 ; 14.4) \Rightarrow S_t=10\text{cm}$ Poutres secondaires :  $\min (11.25 ; 14.4) \Rightarrow S_t=10\text{cm}$ 

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \min \frac{h}{2}$$

Poutres principales  $\Rightarrow S_t=20\text{cm}$ Poutres secondaires  $\Rightarrow S_t=20\text{cm}$ **VII.1.5.2.Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2x h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

**Avec :**

h : hauteur de la poutre ;

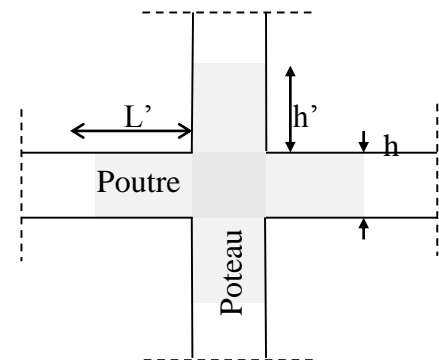
b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : dimensions du poteau.h<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \{62; 60; 65; 60\text{cm}\}$$

**On aura :** h' = 65 cm.

Poutres principales (35 X 50) : L' = 2x50 = 100 cm.

Poutres secondaires (30 X 45): L' = 2x45 = 90 cm.

**Figure VII.3 :** Zones nodales.**La section d'armatures transversales minimales est :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2.1\text{cm}.$$

$$A_t = 4 \Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.1.6.Vérification à l'ULS :****VII.1.6.1.Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant peu nuisible, alors cette vérification n'est nécessaire

**VII.1.6.2.Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

On calcul :  $\rho l = \frac{100A}{bd}$ , puis on déduit les valeurs de  $\beta_1$  et  $k$ . Les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \kappa \cdot \sigma_s \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}.$$

❖ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niv	$M_s$ max	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	k	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	OBS
8	79.40	10.65	0.647	0.882	27.37	179.85	6.57	15	vérifiée
7	81.213	10.65	0.647	0.882	27.37	183.95	6.72	15	vérifiée
6	82.254	10.65	0.647	0.882	27.37	186.31	6.81	15	vérifiée
5	81.982	10.65	0.647	0.882	27.37	185.69	6.78	15	vérifiée
4	82.05	10.65	0.647	0.882	27.37	185.84	6.79	15	vérifiée
3	82.83	10.65	0.647	0.882	27.37	187.61	6.85	15	vérifiée
2	83.41	10.65	0.647	0.882	27.37	188.93	6.90	15	vérifiée
1	85.42	10.65	0.647	0.882	27.37	193.48	7.069	15	vérifiée
RDC	74.114	10.65	0.647	0.882	27.37	167.87	6.13	15	vérifiée
S-SOL	72.499	10.65	0.647	0.882	27.37	164.21	5.99	15	vérifiée

Tableau VII.5: Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS.

Niv	$M_s$ max	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	k	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	OBS
8	131.467	12.06	0.733	0.876	25.32	264.77	10.46	15	vérifiée
7	137.413	12.06	0.733	0.876	25.32	276.74	10.92	15	vérifiée
6	135.033	12.06	0.733	0.876	25.32	271.95	10.74	15	vérifiée
5	128.846	12.06	0.733	0.876	25.32	259.49	10.25	15	vérifiée
4	125.88	12.06	0.733	0.876	25.32	253.51	10.01	15	vérifiée
3	123.992	12.06	0.733	0.876	25.32	249.71	9.86	15	vérifiée
2	126.112	12.06	0.733	0.876	25.32	253.98	10.03	15	vérifiée
1	122.067	12.06	0.733	0.876	25.32	245.83	9.71	15	vérifiée
RDC	155.556	12.06	0.733	0.876	25.32	313.28	13.37	15	vérifiée
S-SOL	107.386	12.06	0.733	0.876	25.32	216.27	8.54	15	vérifiée

Tableau VII.6: Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS.

Niv	$M_s$ max	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	k	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	OBS
8	27.021	8.01	0.636	0.883	27.73	90.96	3.28	15	vérifiée
7	29.117	8.01	0.636	0.883	27.73	98.017	3.53	15	vérifiée
6	26.734	8.01	0.636	0.883	27.73	89.99	3.28	15	vérifiée
5	24.595	8.01	0.636	0.883	27.73	82.79	3.025	15	vérifiée
4	21.906	8.01	0.636	0.883	27.73	73.74	2.66	15	vérifiée
3	18.598	8.01	0.636	0.883	27.73	62.60	2.26	15	vérifiée
2	14.93	8.01	0.636	0.883	27.73	50.26	1.81	15	vérifiée
1	12.087	8.01	0.636	0.883	27.73	40.69	1.47	15	vérifiée
RDC	10.477	8.01	0.636	0.883	27.73	35.27	1.27	15	vérifiée
S-SOL	9.269	8.01	0.636	0.883	27.73	31.20	1.125	15	vérifiée

**Tableau VII.7:** Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS.

Niv	$M_s$ max	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	k	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	OBS
8	48.935	8.01	0.636	0.883	27.73	174.62	6.22	15	vérifiée
7	50.379	8.01	0.636	0.883	27.73	169.59	6.11	15	vérifiée
6	48.399	8.01	0.636	0.883	27.73	162.93	5.87	15	vérifiée
5	45.092	8.01	0.636	0.883	27.73	151.79	5.47	15	vérifiée
4	42.441	8.01	0.636	0.883	27.73	142.87	5.15	15	vérifiée
3	42.547	8.01	0.636	0.883	27.73	143.22	5.16	15	vérifiée
2	42.667	8.01	0.636	0.883	27.73	143.63	5.18	15	vérifiée
1	70.557	8.01	0.636	0.883	27.73	237.52	8.56	15	vérifiée
RDC	81.613	8.01	0.636	0.883	27.73	274.73	9.90	15	vérifiée
S-SOL	15.47	8.01	0.636	0.883	27.73	52.07	1.87	15	vérifiée

**Tableau VII.8:** Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

**VII.1.6.3.État limite de déformation :****a) Poutres principales :**

$$f = \frac{L}{500} = \frac{680}{500} = 1.36$$

La flèche tirée par etabs v 9.6.0 est :  $f=0.225$  cm

**b) Poutres secondaires :**

$$f = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99$$

La flèche tirée par etabs v 9.6.0 est :  $f=0.144$  cm

**❖ Conclusion :**

La flèche est vérifiée.

**VII.1.7.Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

# Ferraillage des poteaux

## VII.2.Ferrailage des poteaux :

### VII.2.1.Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

**L'ELU** :  $1.35 : G+1.5 Q$

**L'ELS** :  $G + Q$  :

**RPA-version 2003** :  $G + Q \pm E ; 0,8G \pm E$

En procédant à des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).

### VII.2.2.Recommandation du RPA 2003 :

#### VII.2.2.1.Les armatures longitudinales : (RPA-version2003/Art 7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence et droites, sans crochets.

##### a) Le pourcentage minimale sera de : **0,90 % section du poteau (Zone III).**

$$\text{Poteau (60}\times\text{65) } A_{\min} = 0.009 \times 60 \times 65 = 35.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55}\times\text{60) } A_{\min} = 0.009 \times 55 \times 60 = 29.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50}\times\text{55) } A_{\min} = 0.009 \times 50 \times 55 = 24.75 \text{ cm}^2$$

##### b) Le pourcentage maximal en zone courante sera de : **4 % (zone III)**

$$\text{Poteau (60}\times\text{65) } A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 65 = 156 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55}\times\text{60) } A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 60 = 132 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50}\times\text{55) } A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 55 = 110 \text{ cm}^2$$

##### c) Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : **6 % (zone III)**

$$\text{Poteau (60}\times\text{65) } A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 65 = 234 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55}\times\text{60) } A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 60 = 198 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50}\times\text{55) } A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 55 = 165 \text{ cm}^2$$

**Avec :**

- Le diamètre minimal des aciers est de  $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal  $L_R = 50\Phi$  (zone III)
- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  $L = 20 \text{ cm}$  (zone III).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

**VII.2.2.2. Armature transversal :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

**Avec :**

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'espacement ( $S_t$ ) des armatures est donné par :

$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10\phi_1)$  en zone nodale.

$S_t \leq 15\phi_1$  en zone courante.

**Ou :**  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

**Si  $\lambda_g \geq 5$**   $\Rightarrow A_{min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$

**Si  $\lambda_g \leq 3$**   $\Rightarrow A_{min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$

**Si  $3 \leq \lambda_g$**   $\Rightarrow A_{min} = L$ 'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

**Avec :**

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

$a, b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans notre cas  $0,707l_0$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à  $350^\circ$  ayant une longueur  $10\phi_t$  minimale.

❖ **Conventions :**

**Efforts normaux**

$N > 0$  : compression

$N < 0$  : traction

**VII.2.3. Calcul des armatures à L'ELU :**

**VII.2.3.1. Section partiellement comprimée : (S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

( $\forall$  L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

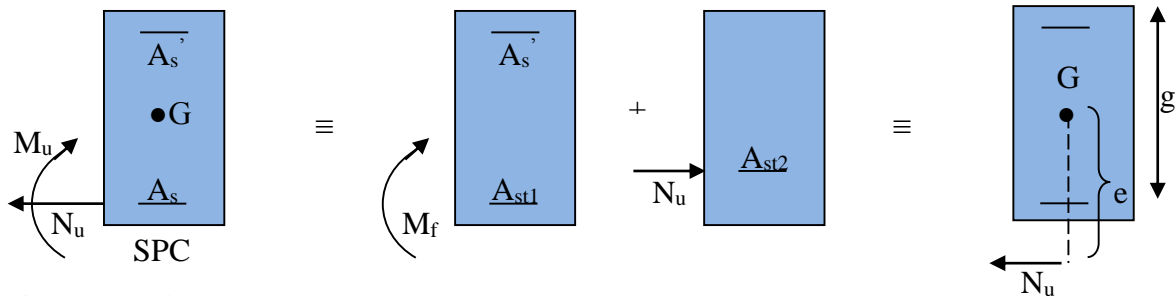
**Avec :**

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \Rightarrow \text{Si } (N) \text{ étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \Rightarrow \text{Si } (N) \text{ étant un effort de traction.}$$

▪ **Détermination des armatures**

**a) Calcul des moments :**



**Figure VII.4 :** Les moments exerçant sur les poteaux.

**a.1) Calcul du moment fictif**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

**a.2) Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_1 = 0.392$  SSA ( $A' = 0$ )

**a.3) Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

**b) Calcul des armatures :**

**b.1) Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

**Si :**  $\mu_f > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

**b.2) Armatures en flexion simple**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

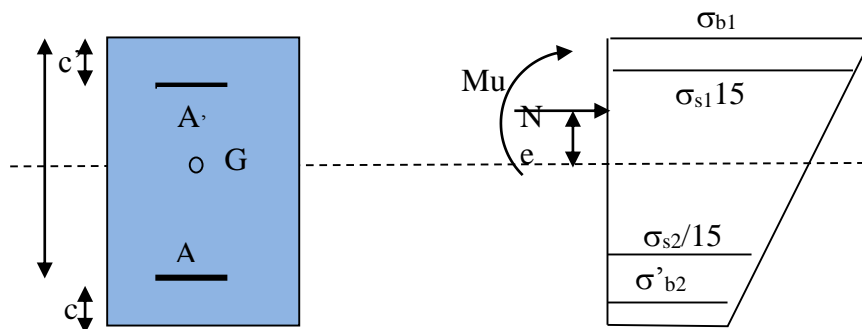
$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

**b.3) Armatures en flexion composée**

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

**VII.2.3.2. Section entièrement comprimée : (S.E.C)****Figure VII.5:** Disposition des contraintes (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

$N$  : effort de compression.

Et si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

**a) Détermination des armatures :**

$$\mathbf{1^{er} cas:} \quad N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \Rightarrow S. D. A$$

Les sections d'armatures :

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

$A'$  : Armatures comprimées

$A$  : Armatures tendues.

**2<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S. S. A$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}}, \quad A = 0$$

Les sections armatures:

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left( 3.437 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

$$\text{Tel que: } p\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

### VII.2.3.3. Section entièrement tendu : (S.E.T)

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot Z}; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

#### a) Compression pur (centrée)

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

#### b) Calcul des armatures : (BAEL91-modifié2003/Art B.8.4.1)

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

$B_r$  : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

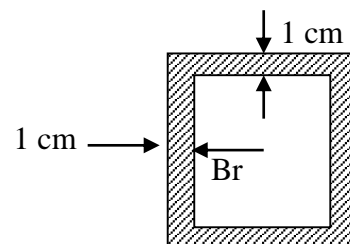


Figure VII.6 : La section étudiée dans le poteau.



Poteau 60X65											SECTION (cm <sup>2</sup> )			
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL					A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub>	ferr	
COMB	N(KN)	M(KN.m)	section	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	section	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )				
Coura	ELU	Ncor=-2327.24	M2max=98.716	SEC	0	0	Ncor=-2115.43	M3max=53.415	SEC	0	0	35.1	36.69	4HA20+12HA16
		Nmax=-3761.8	M2cor=-19.502	SEC	0	0	Nmax=-3761.8	M3cor=1.698	SEC	0	0			
		Nmin=1981.25	M2cor=-12.01	SEC	0	0	Nmin=-1981.2	M3cor=-36.709	SEC	0	0			
Accidentelle	G+Q±E	Ncor=1100.15	M2max=232	SEC	0	0	Ncor=-1058.56	M3max=142.961	SEC	0	0	35.1		
		Nmax=-2900.42	M2cor=-22.87	SEC	0	0	Nmax=-2900.42	M3coresp=72.776	SEC	0	0			
		Nmin=-998.85	M2cor=-4.187	SEC	0	0	Nmin=-998.8	M3cor=-14.207	SEC	0	0			
	0.8G±E	Ncor=-547.26	M2max=219.60	SEC	0	0	Ncor=-564.1	M3max=132.774	SEC	0	0	35.1		
		Nmax=-2097.79	M2cor=-128.21	SEC	0	0	Nmax=-2097.79	M3cor=-2.889	SEC	0	0			
		Nmin=-509.65	M2cosp=-7.338	SPC	2.34	0	Nmin=-509.65	M3cor=-24.134	SEC	0	0			

Tableau VII.9 : Ferraillage des poteaux (60 ; 65) dans les deux sens.

Poteau 55X60											SECTION (cm <sup>2</sup> )			
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL					A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub>	ferr	
COMB	N(KN)	M(KN.m)	section	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	section	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )				
Coura	ELU	Ncor=-1134.5	M2max=-112.99	SEC	0	0	Ncosp=-970.68	M3max=-79.676	0	0	0	29.7	30.28	4HA14+12HA16
		Nmax=-2608.98	M2cor=-52.256	SEC	0	0	Nmax=-2608.98	M3cor=15.692	0	0	0			
		Nmin=-903.81	M2cor=-3.492	SEC	0	0	Nmin=-903.81	M3cor=57.98	0	0	0			
Accidentelle	G+Q±E	Ncor=-10.805	M2max=-260.414	SEC	0	0	Ncosp=-521.59	M3max=-178.78	0	0	0	29.7		
		Nmax=2038.29	M2cor=-2038.2	SEC	0	0	Nmax=-2038.29	M3cor=92.373	0	0	0			
		Nmin=-488.67	M2cor=-488.67	SEC	0	0	Nmin=-488.67	M3cor=-128.2	1.74	0	1.74			
	0.8G±E	Ncor=-1273.86	M2max=-236.686	SEC	0	0	Ncosp=-296.48	M3max=-159.615	0	0	0	29.7		
		Nmax=-1521.51	M2cor=-126.15	SEC	0	0	Nmax=-1521.51	M3cor=3.822	0	0	0			
		Nmin=-270.99	M2cor=20.945	SPC	0	0	Nmin=-270.99	M3cor=-18.51	0	0	0			

Tableau VII.10 : Ferrailage des poteaux (55; 60) dans les deux sens.

Poteau 50X55											SECTION (cm <sup>2</sup> )							
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL					A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub>	ferr					
COMB	N(KN)	M(KN.m)	section	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	section	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )								
Coura	ELU	Ncor =-279.9	M2max=131.301	SEC	0	0	Ncor=224.84	M3max=99.709	SEC	0	0	24.74	25.82	6HA16+6HA14 +4HA12				
		Nmax=-1068.27	M2cor=36.305	SEC	0	0	Nmax=1068.27	M3cor=21.387	SPC	2.17	0							
		Nmin=-192.56	M2cor=5.837	SPC	3.67	0	Nmin=192.56	M3cor=87.009	SPC	2.48	0							
Accidentelle	G+Q±E	Ncor=-247.47	M2max=232.206	SEC	0	0	Ncor=131.29	M3max=178.588	SEC	0	0	24.74			25.82	6HA16+6HA14 +4HA12		
		Nmax=-838.34	M2cor=39.847	SEC	0	0	Nmax=838.34	M3cor=92.778	SPC	6.46	0							
		Nmin=-110.71	M2cor=17.058	SPC	8.7	0	Nmin=110.71	M3cor=158.34	SPC	7.25	0							
	0.8G±E	Ncor=-191.18	M2max=201.441	SEC	0	0	Ncor=87.8	M3max=155.142	SEC	0	0	24.74					25.82	6HA16+6HA14 +4HA12
		Nmax=-596.91	M2cor=31.04	SEC	0	0	Nmax=596.91	M3cor=87.132	SEC	0	0							
		Nmin=-72.65	M2cor=12.315	SPC	7.73	0	Nmin=72.65	M3cor=0.614	SPC	6.58	0							

Tableau VII.11 : Ferraillage des poteaux (50; 55) dans les deux sens.

### VII.2.4. Armature transversale

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe Longitudinal.

#### VII.2.4.1. Espacement des armatures transversales :

##### a) Selon BAEL :

$$S_t \leq \min (15\Phi_1^{\min} ; 40\text{cm} ; (a+10) \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min (18 ; 40\text{cm} ; (30+10) \text{ cm}).$$

##### b) Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $S_t \leq (10\Phi_1 ; 15\text{cm})$

Dans la zone courante :  $S_t \leq 15 \Phi_1$   $S_t \leq 18\text{cm}$

##### ❖ Conclusion :

On adopte

$$S_t = 10\text{cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

#### VII.2.4.2. La section d'armatures transversales :

##### a) Selon BAEL 91-modifiée2003 (Art A.8.1.3)

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_{l\min}}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm.} \quad \Phi_t = 8\text{mm}$$

##### b) Selon le RPA 99- version 2003 (Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$h_1$  : hauteur de la section brute.

$f_e$  : contraintes limites élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

#### VII.2.4.2. Calcul de $\lambda_g$ : (BAEL 91-modifiée2003/Art B.8.4.1)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$l_f$ : longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration

❖ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

a) Poteaux 60x55 (S-Sol) :

$T_u^{max} = 59.7 \text{ KN}$

	$l_f = 0.707 l_0$ (m)	$I = \frac{b \times h^3}{12}$ (m <sup>4</sup> )	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$	$\rho_a$	$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times 1 \times f_e} \times S_t$ (mm <sup>2</sup> )	
						Zone courante ST = 15 cm	Zone nodal ST = 10cm
$l_0 = 2.70 \text{ m}$	1.9089	_____	_____	10.20	$\lambda_g > 5$ ↓ $\rho_a = 2.5$	$A_t = \frac{2.5 \times 59.7 \times 1000}{600 \times 400} \times 150$ <b>= 93.28 mm<sup>2</sup></b>	$A_t = \frac{2.5 \times 59.7 \times 1000}{600 \times 400} \times 100$ <b>= 62.18 mm<sup>2</sup></b>
$b = 0.60 \text{ cm}$	_____	0.0137	0.187				
$h = 0.65 \text{ cm}$	_____	_____					
$S = b \times h = 0.39 \text{ m}$	_____	_____					

b) Poteaux 60x55 (RDC)

$T_u^{max} = 72.69 \text{ KN}$

	$l_f = 0.707 l_0$ (m)	$I = \frac{b \times h^3}{12}$ (m <sup>4</sup> )	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$	$\rho_a$	$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times 1 \times f_e} \times S_t$ (mm <sup>2</sup> )	
						Zone courante ST = 15 cm	Zone nodal ST = 10cm
$l_0 = 3.74 \text{ m}$	2.64	_____	_____	14.11	$\lambda_g > 5$ ↓ $\rho_a = 2.5$	$A_t = \frac{2.5 \times 72.69 \times 1000}{650 \times 400} \times 150$ <b>= 104.84 mm<sup>2</sup></b>	$A_t = \frac{2.5 \times 72.69 \times 1000}{650 \times 400} \times 100$ <b>= 69.89 mm<sup>2</sup></b>
$b = 0.60 \text{ cm}$	_____	0.0137	0.187				
$h = 0.65 \text{ cm}$	_____	_____					
$S = b \times h = 0.39 \text{ m}$	_____	_____					

c) Poteau (1<sup>er</sup>e au 8<sup>em</sup>e étage):

$l_0$ (m)	b (m)	h (m)	S (m <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$V_{max}$ (KN)	I (m <sup>4</sup> )	i	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	
										ST = 15 cm	ST = 10cm
3.20	0.60	0.65	0.39	2.26	144.81	0.0137	0.187	12.08	2.5	208.86	139.24
3.20	0.55	0.60	0.33	2.26	166.71	0.0099	0.173	13.06	2.5	260.48	173.65
3.20	0.50	0.55	0.275	2.26	165.5	0.0069	0.159	14.21	2.5	282.10	188.06

❖ Conclusion :

On opte pour :  $A_t = 3.02\text{cm}^2 = 6\text{HA}8$  Soit trois cadre de  $\Phi 8$  pour tous les poteaux.

**VII.2.4.3. Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :**

Pour  $\lambda_g > 5$  la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

poteaux	$A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b \text{ (cm}^2\text{)}$		$A_{ad}$ ( $\text{cm}^2$ )	OBS	
	zone courante ( $ST = 15 \text{ cm}$ )	zone nodale ( $ST = 10\text{cm}$ )		Z.courante	Z.nodale
	60X65	2.7		1.8	3.02
55X60	2.47	1.65	3.02	C.V	C.V
50X55	2.25	1.5	3.02	C.V	C.V

Tableau VII.12 : Quantité d'armatures transversales minimales.

❖ Conclusion :

On adoptera  $A_t = 3.02\text{cm}^2 = 6\text{HA}8$  Soit trois cadre de  $\Phi 8$

**VII.2.4.4. Longueur de recouvrement :**

Pour le  $\Phi 20 \Rightarrow L = 50\Phi_l = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$

Pour le  $\Phi 16 \Rightarrow L = 50\Phi_l = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

Pour le  $\Phi 14 \Rightarrow L = 50\Phi_l = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$

**VII.4.5. Détermination de la zone nodale :**

poteaux	$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$	
60X65	$h' = \max(270-50/6 ; 60 ; 65 ; 60\text{cm})$	$h' = 65\text{cm}$
55X60	$h' = \max(320-50/6 ; 55 ; 60 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
50X55	$h' = \max(320-50/6 ; 50 ; 55 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$

Tableau VII.13 : détermination de la nodale.

❖ Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

**VII.2.5. Vérification des contraintes tangentielles : (RPA99-version 2003Art/ 7.4.3.2)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \begin{cases} \rho_b \times f_{c28} = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875\text{Mpa}$$

poteaux	b(cm)	d(cm)	T <sub>u</sub> (kN)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bxd}$ (MPa)	$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
60X65 S-sol	60	62	59.7	1.875	0.160	C.V
60X65 RDC	60	62	72.69	1.875	0.195	C.V
60X65 1 <sup>er</sup> étage	60	62	144.81	1.875	0.389	C.V
55X60	55	57	166.71	1.875	0.531	C.V
50X55	50	52	165.5	1.875	0.636	C.V

Tableau VII.14 : Vérification des contraintes tangentielles.

❖ **Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

### VII.2.6. Vérification à l'ELS :

#### VII.2.6.1. Etat limite de compression du béton

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que la contrainte maximale dans le béton et au plus égales aux contraintes admissible  $\bar{\sigma}_{bc}$ .

Le calcul des contraintes du béton se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Contrainte admissible du béton :

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

Le calcul des contraintes du béton se fera dans les deux directions :

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Avec :**

$M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

**a) Section entièrement comprimée S.E.C**

**a.1) Calcul des contraintes dans le béton**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C**

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

**Avec :**

$$K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

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

$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

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

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } : \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3.q}{2.p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

Choisir une solution parmi les trois solutions :

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

❖ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque section:

Vérification des contraintes à L'ELS Sens longitudinal											
Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN, m)	e (cm)	h/6 cm	$\sigma_b$ MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
6, 7, 8 <sup>eme</sup> étages	50x55	Mmax	-205.22	-95.644	46.6	9.17	4.76	15	61.3	348	CV
		Nmin	-141.36	-4.408	3.11		0.6		8.71		CV
		Nmax	-779.36	-26.403	3.39		3.35		48.9		CV
2, 3, 4, 5 <sup>eme</sup> étages	55X60	Mmax	-827	-82.235	9.94	10	4.17	15	59.7	348	CV
		Nmin	-658.61	-2.824	0.43		1.85		27.6		CV
		Nmax	-1901.16	-37.924	1.99		6.04		89.2		CV
S-S,RDC , 1 <sup>er</sup> étage	60X65	Mmax	-1693.49	-71.112	4.2	10.83	5.14	15	75.3	348	CV
		Nmin	1442.23	-8.991	0.623		3.45		51.5		CV
		Nmax	-2736.12	-14.067	0.514		6.49		96.9		CV

Tableau VII.15: Les résultats de vérification des contrainte (sens longitudinal).

Vérification des contraintes à L'ELS Sens Transversal											
Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	$\sigma_b$ MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
6, 7,8 <sup>eme</sup> étages	50x55	Mmax	165.09	72.619	43.98	9.17	3.56	15	46.1	348	CV
		Nmin	141.36	63.298	44.78		3.1		40.1		CV
		Nmax	779.36	15.488	1.98		3		44.2		CV
2, 3, 4,5 <sup>eme</sup> étages	55X60	Mmax	707.41	57.967	8.19	10	3.16	15	45.4	348	CV
		Nmin	658.61	42.129	6.4		2.68		38.7		CV
		Nmax	1901.16	11.353	0.59		4.9		73.1		CV
S-S,RDC , 1 <sup>er</sup> étage	60X65	Mmax	1541.16	38.587	2.5	10.83	4.21	15	62.1	348	CV
		Nmin	1442.23	26.596	1.84		3.77		55.8		CV
		Nmax	2736.12	1.215	0.04		6.25		93.8		CV

Tableau VII.16 : Les résultats de vérification des contrainte (sens transversal).



# Ferraillage des voiles

### VII.3.Ferrailage des voiles :

#### VII.3.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement en béton armé assurant le transfert des charges verticales, et d'autre part, la stabilité sous les charges horizontales.

Après avoir déterminées les différentes combinaisons d'action appliquées aux voiles on va adopter le ferrailage le plus défavorable.

Les voiles sont sollicités en flexion composé, pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelles ; on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

#### Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action dues aux charges verticales à prendre sont données par :

**Selon le BAEL 91**  $\Rightarrow$  ELU :  $1.35G+1.5Q$   
 ELS :  $G+Q$

**Selon le RPA 2003**  $\Rightarrow$   $G+Q\pm E$   
 $0.8G\pm E$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

**Zone I** : S-Sol ; RDC ; 1<sup>er</sup>

**Zone II** : 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup>

**Zone III** : 6<sup>ème</sup> ; 7<sup>ème</sup> ; 8<sup>ème</sup>

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on adoptera le ferrailage le plus défavorable pour chaque groupe.

**Groupe I** : VL1

**Groupe II** : VL2 ; VL5

**Groupe III** : VL3 ; VL4

**Groupe IV** : VL6

**Groupe V** : VT1

**Groupe VI** : VT2

**Groupe VII** : VT3

**Groupe VIII** : VT4

#### VII.3.2.Exposé de la méthode de calcul:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

**B** : section du béton

**I** : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

❖ **Remarque :**

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de longueur (**d**) données par :

$$\mathbf{d} \leq \min (\mathbf{h}_e/2 ; 2L_c/3)$$

**L<sub>c</sub>** : longueur de la zone comprimée.

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre de l'étage.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

**L<sub>t</sub>** : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

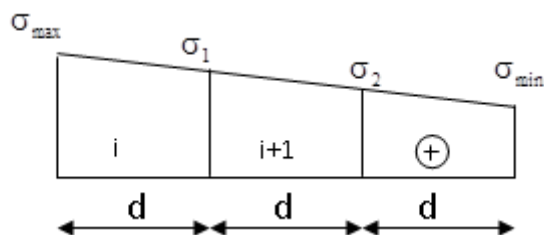
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SET**)
- Section entièrement tendue (**SPC**)

### VII.3.3. Armatures verticales :

#### VII.3.3.1. Section entièrement comprimé :



**Figure VII.7:** diagramme d'une section entièrement comprimée.

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**Avec :**

**e** : épaisseur du voile.

**B** : section du tronçon considéré.

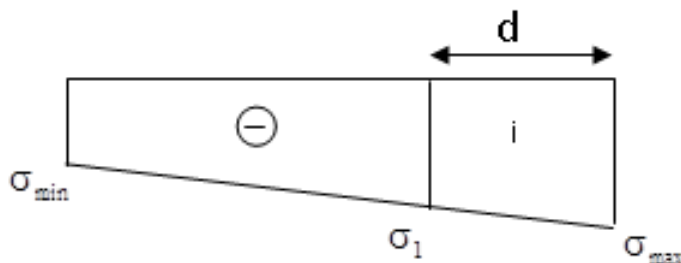
$\sigma_s$  : contrainte de l'acier à 0,2% = 400MPa.

- **Armatures minimales : (BAEL91-modifié99/Art A.8.1, 21)**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \%$$

**VII.3.3.2. Section entièrement tendue :**



**Figure VII.8:** diagramme d'une section entièrement tendue.

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures verticales minimales :**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Condition non fragilité (BAEL91-modifié99/Art A.4.2.1)}$$

$$A_{min} \geq 0.002B \Rightarrow \text{Section min du (RPA99-version2003/Art A7.7.4.1)}$$

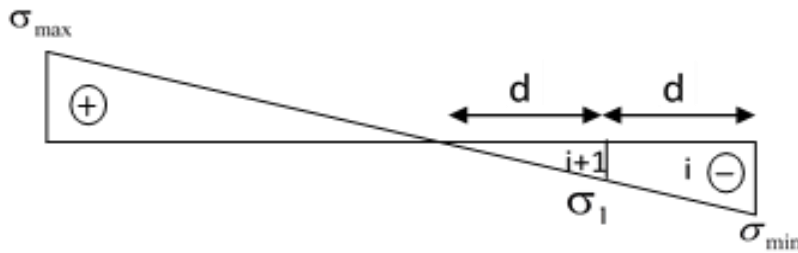
**Avec :**

**e** : épaisseur du voile.

**B** : section du tronçon considéré.

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier à 1%=348 MPa.

### VII.3.3.3. Section partiellement comprimée :



**Figure VII.9:** diagramme d'une section partiellement comprimée.

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_i}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_i}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier à 0,2% = 400MPa.

- **Armatures minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

- ❖ **Exigence du RPA 99- révisé 2003 : (Art 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile  $A_v$  et  $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante :  $A_v$  et  $A_h \geq 0.10\% B$

### VII.3.4. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10  $\Phi$**  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

**D'après le BAEL :**  $A_H = \frac{A_v}{4}$

**D'après le RPA 99 :**  $A_H \geq 0,15 \% B$  Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$  En zone courante.

Les barres horizontales doivent être disposées vert l'extérieure.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur des voiles.

### VII.3.5. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

### VII.3.6. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Remarque :** Notre structure est munie de deux types de voiles :

Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité).

Voiles avec un poteau a une extrémité et de l'autre un potelet.

### VII.3.7. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : 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.

### VII.3.8. Dispositions constructives :

#### VII.3.8.1. Espacement : (RPA99-version2003/Art 7.7.4.3)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e; 30 \text{ cm} \}$$

**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.

**VII.3.8.2. Longueur de recouvrement**

**40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.  
**20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**VII.3.8.3. Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

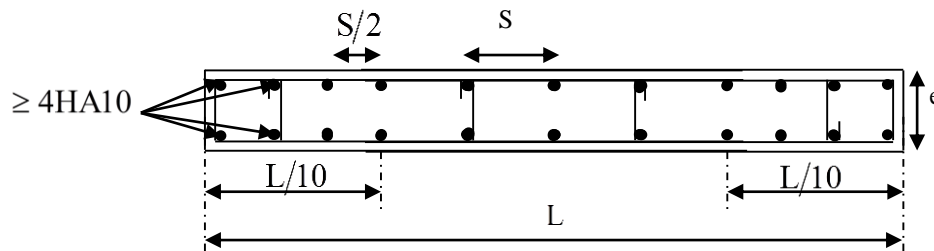


Figure VII.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VII.3.9. Vérification des contraintes de cisaillement :****VII.3.9.1. D'après le RPA99-version 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

**Avec :**

$b_0$  : Epaisseur du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

**VII.3.9.2. D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

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

**Avec :**

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

**VII.3.10.Vérification à L'ELS :**

On a :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

**Avec :**

$N_{ser}$  : Effort normal service

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**VII.3.11.Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage des voiles VL3 et VL4 dans la zone I

**VII.3.11.1.caractéristiques géométriques :**

$$L = 1.74 \text{ m} ; e = 0.25 \text{ m} ; B = 0.435 \text{ m}^2$$

$$V = V' = L/2 = 0.87 \text{ m.}$$

$$\sigma_{Max} = 5249.14 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{Min} = -8295.80 \text{ kN/m}^2.$$

La section est partiellement comprimée

**VII.3.11.2.Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 0.67 \text{ m}$$

**VII.3.11.3.Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 1.74 - 0.67 = 1.07 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

**a) Calcul de la longueur (d) :**

$$\text{Avec } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{On prend } d_1 = 0,45 \text{ m} ; d_2 = 1.07 - 0.45 = 0.62 \text{ m}$$

**VII.3.11.4.Détermination des armatures verticales :**

**1<sup>ere</sup> bande : d= 0,45 m**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1) \sigma_{min}}{l_t} = \frac{(1.07 - 0.45) 8295.8}{1.07} = 4806.91 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = 737,03 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{737.03}{400} = 18.42 \text{ cm}^2$$

▪ **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,02B \right\}$$

**Avec :**  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,112 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,002 \times 0,112 \times 10^4 \right\} = 5,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.88 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> bande : d=0.62 m**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{4806.91 \times 0.62 \times 0.25}{2} = 372.53 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{372.53 \times 10}{400} = 9,31 \text{ cm}^2$$

▪ **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002B \right\}$$

**Avec :**  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,155 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,002 \times 0,155 \times 10^4 \right\} = 8.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 8.13 \text{ cm}^2$$

**IX.3.11.5.les armatures de coutures :**

On a :  $V_U = 255.83 \text{ KN}$

$$T = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T}{f_e} = 9.85 \text{ cm}^2$$

**Les armatures adoptées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 20.87 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.77 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

Le ferrailage adopté sur toute la surface du voile et  $A_{v\text{ totale}} = 24.13\text{cm}^2$  soit 12HA16/nappe avec  $st = 15\text{cm}$ .

### VII.3.11.6. Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15\% B \right\}$$

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{24.13}{4} = 6.03\text{cm}^2$$

On opte pour 15HA12 =  $16.95\text{cm}^2$  /nappe avec  $st = 20\text{cm}$ .

### VII.3.11.7. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4HA8 par  $\text{m}^2$ .

### VII.3.11.8. Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} = 30\text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### VII.3.11.9. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après RPA99

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 255.83}{0,25 \times 0,9 \times 1.74} \times 10^{-3} = 0,91\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d}$$

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

$$\tau_u = \frac{255.83}{0.25 \times 0.9 \times 1.74} \times 10^{-3} = 0,65\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VII.3.11.10. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1045.19 \times 10}{25 \times 174 + 15 \times (24.13)} = 2.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Avec :**

Nser : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptées

❖ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

		Voiles : VL3 et VL4			
Caractéristiques géométriques	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	
	L (m)	1.74	1.74	1.74	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	
	B (m <sup>2</sup> )	0.435	0.435	0.435	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5249.14	5125.89	4917.77	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8295.80	-7728.68	-6816.93	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	255.83	223.09	135.71	
	L <sub>t</sub> (m)	1.07	1.05	1.01	
	L <sub>c</sub> (m)	0.67	0.69	0.73	
	d <sub>1</sub> (m)	0.45	0.46	0.48	
	d <sub>2</sub> (m)	0.62	0.59	0.53	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4806.91	4311.42	3538.42	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	737.03	696.16	629.26
		N <sub>2</sub>	372.53	249.287	215.017
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	5.58	6.03	6.3
		A <sub>v2</sub>	8.13	7.74	6.95
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.85	8.59	5.22	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	8.13	7.74	6.95	
	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	20.87	19.55	17.04	
	A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	11.77	10.38	8.68	
	Ferrailage des voiles	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )/nappe	24.13	24.13	18.47
		Choix des barres / nappe	12HA16	12HA16	12HA14
		Espacement (cm)	15	15	15
A <sub>Hmin</sub> calculée		6.03	6.03	4.62	
A <sub>H</sub> choisie /nappe (cm <sup>2</sup> )		16.96	16.96	16.96	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		16HA12	16HA12	16HA12	
Espacement (cm)		20	20	20	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.65	0.57	0.347
		$\tau_b$ (MPa)	0.91	0.80	0.485
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1015.19	787.71	382.29
$\sigma_b$ (MPa)		2.24	1.58	0.85	

		Voiles : VL1 et VL6			
Caractéristiques géométriques	Zone		ZONE1	ZONE2	ZONE3
	L (m)		2,45	2,425	2,4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,49	0,486	0,48
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3687,13	1342,27	1605,21
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7400,97	-3853,99	-3231,71
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		534,31	336,2	232,53
	L <sub>t</sub> (m)		1,64	1,80	1,60
	L <sub>c</sub> (m)		0,81	0,63	0,80
	d (m)		0,818	0,901	0,802
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3700,485	1926,995	1615,855
	N (kN)	N <sub>1</sub>	907,71	520,95	388,66
		N <sub>2</sub>	302,570	173,651	129,553
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	22,69	13,02	9,72
		A <sub>v2</sub>	7,56	4,34	3,24
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,59	9,46	8,42
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )/nappe		33.97	17.55	14.54
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe		18HA16	18HA14	18HA12
	A <sub>v</sub> choisie (cm <sup>2</sup> )/nappe		36.19	27.71	27.14
	Espacement (cm)		10	10	10
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		4,91	5,41	4,81
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		9.04	6.92	6.785
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		18HA12	16HA10	16HA10
	A <sub>H</sub> Choisie/nappe (cm <sup>2</sup> )		A=20.36cm <sup>2</sup>	A=12.57	A=12.57cm <sup>2</sup>
Espacement (cm)		20	20	20	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,212	0,769	0,538
		$\tau_b$ (MPa)	1,696	1,076	0,754
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1901,92	1452,45	657,92
		$\sigma_b$ (MPa)	3,42	2,76	1,28

		Voile : VL2			
Caractéristiques géométriques	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
	L (m)		5.6	5.55	5.5
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		1.4	1.387	1.37
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4329.57	1630.64	1676.88
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5089.5	-4791.38	-2501.8
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		1528.26	1220.78	555.36
	L <sub>t</sub> (m)		2.88	3.25	2.63
	L <sub>c</sub> (m)		1.42	1.10	1.77
	d (m)		1.44	1.62	1.30
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4382.72	2395.85	1267.19
	N (kN)	N <sub>1</sub>	2365.27	1457.96	612.46
		N <sub>2</sub>	1576.85	971.97	411.84
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	59.13	36.45	15.31
		A <sub>v2</sub>	39.42	24.30	10.30
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		58.84	47.00	21.8
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		18.9	21.26	17.06
	A <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		62.83	40.21	40.21
	A <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		40.21	30.79	30.79
Ferrailage des voiles	Choix des barres Par nappe	Bande1	2×5HA20	2×5HA16	2×5HA16
		Bande2	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA14
	Espacement (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande1	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> calculée		15.07	10.05	10.05
	A <sub>H</sub> choisi/nappe (cm <sup>2</sup> )		24.63	16.96	16.96
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		16HA14	16HA12	16HA12
	Espacement (cm)		20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,552	1.247	0.553
		$\tau_b$ (MPa)	2.17	1.75	0.77
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	5191.11	3607.81	1602.39
$\sigma_b$ (MPa)		4.46	3.13	1.43	

		Voile : VL5			
Caractéristiques géométriques	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
	L (m)		5.6	5.55	5.5
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		1.4	1.387	1.37
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4293.83	1658.86	1709.17
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-8630.62	-4708.69	2487.36
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		1501.18	1102.3	547.41
	L <sub>t</sub> (m)		2.87	3.22	2.61
	L <sub>c</sub> (m)		1.43	1.13	1.79
	d (m)		1.44	1.61	1.30
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4315.43	2354.35	1243.68
	N (kN)	N <sub>1</sub>	2323.42	1420.00	608.15
		N <sub>2</sub>	1548.95	946.67	405.43
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	58.09	35.50	15.20
		A <sub>v2</sub>	38.72	23.67	10.14
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		57.80	42.44	21.08
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		18.9	21.13	17.06
	A <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		62.83	40.21	40.21
	A <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		40.21	30.79	30.79
Ferrailage des voiles	Choix des barres Par nappe	Bande1	2×5HA20	2×5HA16	2×5HA16
		Bande2	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA14
	Espacement (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande1	15	15	15
	A <sub>Hmin</sub> calculée		15.07	10.05	10.05
	A <sub>H</sub> choisie/nappe (cm <sup>2</sup> )		24.63	16.96	16.96
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		16HA14	16HA12	16HA12
	Espacement (cm)		20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,552	0,769	0,538
		$\tau_b$ (MPa)	2.17	1,076	0,754
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	5089.5	3516.7	1564.09
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	4.38	3.05	1.40

		Voile : VT1 et VT4			
Caractéristiques géométriques	Voile		ZONE1	ZONE2	ZONE3
	L (m)		2,45	2,425	2,40
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,486	0,48	0,476
Sollicitations Calcul de	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		7193,87	3525,16	5398,68
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-9907,6	-6901,44	-5553,86
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		653,41	377,29	185,75
	L <sub>t</sub> (m)		1,41	1,59	1,21
	L <sub>c</sub> (m)		1,02	0,81	1,17
	d (m)		0,704	0,794	0,603
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4953,800	3450,720	2776,930
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1047,73	822,26	502,71
		N <sub>2</sub>	349,240	274,087	167,568
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	AV1/bande	26,19	20,56	12,57
		AV2/bande	8,73	6,85	4,19
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		5,86	8,34	6,34
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )/nappe		45.20	31.07	24.80
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe		18HA20	18HA16	18HA14
	A <sub>v</sub> choisie (cm <sup>2</sup> )/nappe		56.55	36.19	27.71
	Espacement (cm)		10	10	10
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5,86	4,77	3,62
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		14.13	9.04	6.92
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		18HA12	16HA12	16HA10
	A <sub>H</sub> choisie/nappe (cm <sup>2</sup> )		20.36	18.10	12.57
Vérification des contraintes	Espacement (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,494	0,873	0,434
		$\tau_b$ (MPa)	2,091	1,223	0,607
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3552,46	2520,71	1052,62
$\sigma_b$ (MPa)		6,16	4,59	2,02	

		Voile : VT2			
Caractéristiques géométriques	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
	L (m)		2.9	2.9	2.9
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0.725	0.725	0.725
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4018.75	1827.69	2173.66
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-8976.08	-4138.54	-2628.66
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		496.94	514.92	334.73
	L <sub>t</sub> (m)		2,00	2,01	1,59
	L <sub>c</sub> (m)		0,90	0,89	1,31
	d (m)		0,600	0,592	0,790
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		6287,494	2920,080	1320,442
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1144,77	522,56	389,97
		N <sub>2</sub>	471,562	216,179	130,394
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	28,62	13,06	9,75
		A <sub>v2</sub>	11,79	5,40	3,26
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		19.13	19.82	13.27
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		18.37	18.61	10.5
	A <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		43.98	28.15	28.15
	A <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		16.08	12.32	12.32
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	14HA20	14HA16
Bande2			8HA16	8HA14	8HA14
Espacement (cm)		Bande1	10	10	10
		Bande1	15	15	15
A <sub>Hmin</sub> calculée		10.99	7.03	7.03	
A <sub>H</sub> choisie /nappe (cm <sup>2</sup> )		24.63	16.96	16.96	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		16HA14	16HA12	16HA12	
Espacement (cm)		20	20	20	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,762	0,789	0,528
		$\tau_b$ (MPa)	1,066	1,105	0,740
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2153,19	1426,6	607,61
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	2,65	1,81	0,82

		Voile : VT3			
Caractéristiques géométriques	Zone	ZONE1	ZONE2	ZONE3	
	L (m)	1.95	1.95	1.95	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	
B (m)	0.462	0.462	0.462	0.462	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2875.84	262.77	473.42	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6921.04	-2804.89	-1918.02	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	1131.18	858.94	360.66	
	L <sub>t</sub> (m)	1,31	1,69	1,48	
	L <sub>c</sub> (m)	0,54	0,16	0,37	
	d (m)	0,653	0,846	0,742	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3460,520	1402,445	959,010	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	848,00	444,80	266,80
		N <sub>2</sub>	282,668	148,268	88,934
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	21,20	11,12	6,67
		A <sub>v2</sub>	7,07	3,71	2,22
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	43.55	33.07	13.89	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	8.53	11.15	9.71	
	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	32,09	19,39	10,14	
	A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	17,95	11,97	5,69	
	Ferrailage des voiles	A <sub>v</sub> choisie (cm <sup>2</sup> )/nappe	26.14	26.14	20.01
Choix des barres/nappe		13HA16	13HA16	13HA14	
Espacement (cm)		15	15	15	
A <sub>Hmin</sub> calculée		6.53	6.53	5.00	
A <sub>H</sub> choisie/nappe (cm <sup>2</sup> )		16.96	16.96	16.96	
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	16HA12	16HA12	16HA12	
	Espacement (cm)	20	20	20	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	2.718	2.064	0.866
		$\tau_b$ (MPa)	0.38	0.2889	0.12
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2157.58	1814.27	862.79
$\sigma_{bc}$ (MPa)		4.3	3.66	1.76	

# Chapitre VIII

## Etude de l'infrastructure

### VIII.1.Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures.

#### a) Fondation superficielles

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.
- Les semelles isolées.

#### b) Fondation profondes

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

### VIII.2.Le choix de type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ❖ Le type d'ouvrage à fonder, donc les charges appliquées à la fondation sont :
  - la résistance du sol.
  - le tassement du sol.

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- la stabilité de l'ouvrage
- facilité d'exécution (coffrage).
- un faible coût de réalisation.

### VIII.3. Rapport géotechnique du sol

Le choix du type des fondations repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Les objectifs assignés à la présente étude sont :

- la reconnaissance géologique du sol,
- la définition de notre structure,
- l'évaluation des caractéristiques de résistance à la pénétration des différentes couches identifiées.

#### Investigation

Pour répondre à tous les objectifs assignés à l'étude géotechnique, les investigations suivantes ont été menées :

- examen des affleurements au niveau de site et de ses environs
- essai au pénétromètre dynamique

#### VIII.3.1. Essai de pénétromètre dynamique :

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage et de manière quasi-continue une tige munie à son extrémité d'une pointe débordante. Le nombre de coup de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration dynamique de la pointe de sol. Les essais de laboratoire réalisés sont pour but de déterminer les caractéristiques suivantes :

##### a) Caractéristiques pondérales :

Densité humide et sèche ( $\delta_h$ ,  $\delta_d$ )

Teneur en eau naturelle ( $w\%$ )

Teneur en eau de saturation ( $w_s$ ) et le degré de saturation ( $s_r\%$ )

##### b) Caractéristiques intrinsèques

Limite d'atterberge (LL)

##### c) Caractéristiques mécaniques

Cohésion (Cu)

L'angle de frottement ( $\varphi_u$ )

#### VIII.3.2. Interprétation des résultats et recommandation

Les investigations menées à l'aide d'essai au pénétromètre ont permis d'affiner la structure du terrain et de mesurer la résistance à la pénétration et la compacité des couches traversées. Cette étude on a conclue de la contrainte admissible du sol est de 2.3 bars.

**VIII.4. Pré-dimensionnement des semelles :**

**VIII.4.1. Semelle isolé :**

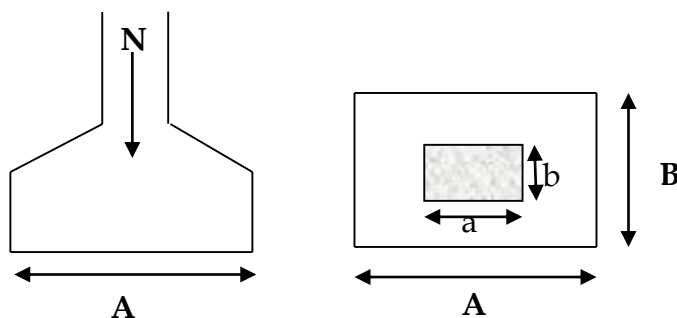
Pour le pré-dimensionnement, on considère uniquement l'effort normal « N » à l'ELS.

**Avec :**

(A x B) : Dimension de la semelle

(a x b) : Dimension du poteau

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots(1) \quad \text{et} \quad \begin{cases} A \geq B \\ a \geq b \end{cases}$$



**Figure VIII.11 :** schéma d'une semelle.

N : effort normale à l'ELS

$\sigma_{sol}$  : capacité portante du sol

( $\sigma_{sol} = 2.30 \text{ bar} = 230 \text{ kN.m}^2 = 0.230 \text{ MPa}$ )

**Homothétie :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K$$

On remplaçant dans (1) on aura :

$$A \left(\frac{A}{K}\right) \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{KN_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$(KB)B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K\sigma_{sol}}}$$

Pour le calcul on va prendre le poteau le plus sollicité (P9)

Poteau	Ns (kN)	$\bar{\sigma}_s$	A(m)	B(m)
<b>P9</b>	2736.12	230	<b>3.59</b>	<b>3.31</b>

Vue l'importance de leur dimensions (la surface des semelles est supérieur à la surface d'accise et risque de chevauchement) on va opter pour des semelles filantes

**VIII.4.2.Semelle filante :****VIII.4.2.1.Pré-dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N.

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

**Avec :**

$\sigma_{\text{sol}}$  : capacité portante du sol ( $\sigma_{\text{sol}} = 2.3 \text{ bar} = 230 \text{ kN.m}^2 = 0.230 \text{ Mpa}$ ).

B : largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

Donc on aura :  $B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$

❖ **Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :**

**a) Sens longitudinale :**

voiles	$\sigma_{\text{sol}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>s</sub> (kN)	L(m)	B(m)
VL1	230	1901.92	2.45	3.38
VL1		1901.92	2.45	3.38
VL2		3121.81	4.95	2.74
VL3		3012.88	1.74	7.53
VL4		1063.68	1.74	7.53
VL5		3107.71	4.95	2.73
VL6		3781.41	2.45	6.71
VL6		3781.41	2.45	6.71

La surface des semelles filantes dans le sens longitudinal : **S=102.72m<sup>2</sup>**

**b) Sens transversale :**

voiles	$\sigma_{\text{sol}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>s</sub> (kN)	L(m)	B(m)
VT1	230	3552.46	2.45	6.36
VT1		3552.46	2.45	6.36
VT2		2153.19	2.90	3.23
VT3		2354.3	1.95	5.25
VT3		2354.3	1.95	5.25
VT4		3691.3	2.43	6.60
VT4		3691.3	2.43	6.60

La surface des semelles filante dans le sens transversal : **S=92.83 m<sup>2</sup>**

❖ **Remarque :**

On remarque que la surface totale des semelles filante (sous voile sans même inclure la surface des semelles sous poteaux) est supérieure à la moitié de la surface totale de l'accise de notre bâtiment.

Surface total des semelles filantes sous voile  $S_{\text{filante}} = 195.55 \text{ m}^2$

Surface total de notre sol d'accise  $S = 384.81 \text{ m}^2$

$S_{\text{filante}} = 195.55 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 192.40 \text{ m}^2$

**Donc :** on va opter pour un **radier générale**

**V.III.5. Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

**Le radier est :**

- Rigide en son plan horizontal
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Permet une meilleure répartition des charges sur le sol de la fondation

**V.III.5.1. Pré-dimensionnement du radier :****a) Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \quad \text{avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_t \geq \frac{680}{20} = 34 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } h_t = 35 \text{ cm}$$

**b) Hauteur des nervures :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{680}{10} = 68 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } h_n = 100 \text{ cm}$$

**c) Hauteur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\text{max}}}{40}$$

$$13.6 \leq h_d \leq 17 \Rightarrow h_d = 20 \text{ cm}$$

❖ **Conclusion :**

On optera pour les dimensions suivantes :

Hauteur du tablier  $h_t = 35 \text{ cm}$

Hauteur de la nervure  $h_n = 100 \text{ cm}$

Largeur de la nervure  $b_n = 65 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle flottante  $h_d = 20 \text{ cm}$

**VIII.5.2.Détermination des sollicitations :**Charge du bâtiment :  $G_{\text{bat}}=45925.37\text{kN}$ Charge d'exploitation :  $Q=7840.62\text{kN}$ **Combinaison d'actions :****A l'ELU :**  $N_u = 1.35G+1.5Q = 73760.18\text{kN}$ **A l'ELS :**  $N_s = G+Q = 53765.99\text{kN}$ **V.III.5.3.Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$S^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{73760.18}{1.33 \times 230} = 241.12 \text{ m}^2$$

$$S^{\text{ELS}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{53765.99}{230} = 233.76 \text{ m}^2$$

D'où :  $S_{\text{rad}} = \max (S^{\text{ELU}}, S^{\text{ELS}}) = \max (241.12, 233.76) = S_{\text{rad}}=241.12 \text{ m}^2$ La surface de l'accise de notre bâtiment  $S_{\text{bat}} = 384.81 \text{ m}^2$  **$S_{\text{bat}}=384.81 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}}= 241.12 \text{ m}^2$** **❖ Conclusion :**

Donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL.

**❖ Débord minimum :**

$$h_{\text{deb}} \geq \max \left( \frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}, 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de largeur  $L_{\text{deb}}=50 \text{ cm}$ 

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}}+S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}}=384.81+40.25=425.06\text{m}^2$$

**Donc :** La surface totale du radier  $S_{\text{rad}}=425.06 \text{ m}^2$ **VIII.5.4.Détermination des efforts à la base du radier :****a) Charge permanente :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{batiment}} + G_{\text{rad}}$$

$$G_{\text{batiment}} = 45925.37 \text{ kN}$$

 $G_{\text{rad}} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle porté}$ Poids du tablier =  $425.06 \times 0.35 \times 25 = 3719.27 \text{ kN}$ Poids des nervures =  $(114.43 \times (1.0-0.30)) \times 25 = 1859.5 \text{ kN}$ Poids du (T.V.O) =  $[425.06 \times 1.00 - (0.35+0.20) - (114.43 \times 0.45)] \times 17 = 2376.31 \text{ kN}$ Poids de la dalle porté =  $[(425.06 \times 0.20) - (114.43 \times 0.20)] \times 25 = 1553.15 \text{ kN}$ 

$$G_{\text{rad}} = 9508.23 \text{ kN}$$

$$G_{\text{tot}} = 45925.37 \text{ kN} + 9508.23 \text{ kN} = \mathbf{55433.6\text{kN}}$$

**b) Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{rad}}$$

$$Q_{\text{batiment}} = 7840.62 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 2.5 \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 425.06 = 1062.65 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 8903.27 \text{ kN}$$

**c) Combinaison d'actions :**

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 88190.26 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS: } N_s = G + Q = 64336.87 \text{ kN}$$

**XIII.5.5. Vérification :****a) Vérification a la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.9 \times h_t = 0.9 \times 0.35 = 0.31 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{88190.26}{425.06} \times \frac{6.8}{2} = 705.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{705.42}{1 \times 0.31} = 2275.55 \text{ kN/m}^2 = 2.3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.3 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**b) 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 un effort normal (N) dus aux charges verticales et a un moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + V_0 x h$$

**Avec :**

$M_0$ : moment à la base l'ouvrage.

$V_0$ : effort tranchant à la base.

$h=1 \text{ m}$ : profondeur de l'infrastructure.

**➤ Sens longitudinale :**

$$M_0 = 84392.803 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 3791.22 \text{ kN}$$

$$M_x = 88184.023 \text{ kN.}$$

➤ **Sens transversale :**

$$M_0 = 70543.526 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 3224.40 \text{ kN}$$

$$M_y = 73767.926 \text{ km}$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

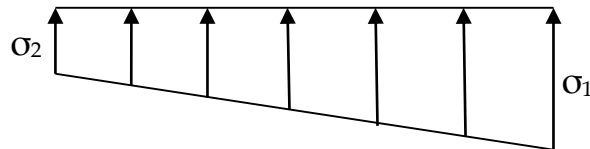


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes sous radier.

Les inerties suivant les axes principaux de l'étude sismique

$$I_{xx} = 11637.37 \text{ m}^4 \quad X_G = 9.52 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 13084.82 \text{ m}^4 \quad Y_G = 10.1 \text{ m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_x = 88184.023 \text{ kN.m}$$

▪ **L'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \Rightarrow \sigma_1 = \frac{88190.26}{425.06} + \frac{88184.023}{13084.82} \times 9.52 = 271.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \Rightarrow \sigma_2 = \frac{88190.26}{425.06} - \frac{88184.023}{13084.82} \times 9.52 = 143.32 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 271.64 + 143.32}{4} = 239.56 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 239.56 \text{ kN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 230 = 305.9 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **L'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \Rightarrow \sigma_1 = \frac{64336.87}{425.06} + \frac{88184.023}{13084.82} \times 9.52 = 215.51 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V \Rightarrow \sigma_2 = \frac{64336.87}{425.06} - \frac{88184.023}{13084.82} \times 9.52 = 87.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 215.51 + 87.20}{4} = 183.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 183.43 \text{ kN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 230 = 305.9 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversale:**

$$M_y = 73767.926 \text{ kN.m}$$

▪ **L'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \Rightarrow \sigma_1 = \frac{88190.26}{425.06} + \frac{73767.926}{11637.37} \times 10.1 = 271.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \Rightarrow \sigma_2 = \frac{88190.26}{425.06} - \frac{73767.926}{11637.37} \times 10.1 = 143.46 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où: \sigma_m = \frac{3 \times 271.50 + 143.46}{4} = 239.49 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 239.49 \text{ kN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 230 = 305.9 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **L'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \Rightarrow \sigma_1 = \frac{64336.87}{425.06} + \frac{73767.926}{11637.37} \times 10.1 = 215.38 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \Rightarrow \sigma_2 = \frac{64336.87}{425.06} - \frac{73767.87}{160787.62} \times 10.1 = 87.33 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où: \sigma_m = \frac{3 \times 215.38 + 87.33}{4} = 183.37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 183.37 \text{ kN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 230 = 305.9 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### VIII.5.6. Ferrailage du radier :

#### a) Ferrailage du tablier :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### b) Identification du panneau:

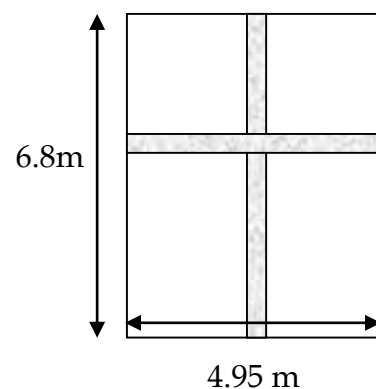
$$L_x = 4.95 \text{ m}$$

$$L_y = 6.8 \text{ m}$$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.95}{6.8} = 0.73$$

$$0.4 \leq \rho_x = 0.73 \leq 1$$

**Donc :** la dalle travaille dans les deux directions.



**Figure VIII.3 :** Le panneau le plus

#### c) Charge supporté par le panneau :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, car celui-ci par sa masse propre s'oppose aux actions du sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(239.56 - \frac{9508.23}{425.06}\right) \times 1\text{m} = 217.19 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(183.43 - \frac{9508.23}{425.06}\right) \times 1\text{m} = 161.06 \text{ kN/ml}$$

e) Calcul des moments  $M_x$  et  $M_y$  à l'ELU :

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x q_u l_x^2 \\ M_x &= 0.0646 \times 217.19 \times 4.95^2 \quad \text{avec : } \nu=0, \rho=0.73 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.479 \end{array} \right. \\ M_x' &= 343.78 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= \mu_y M_x \\ M_y &= 0.479 \times 343.78 \\ M_y' &= 164.67 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

f) Correction des moments :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de ce panneau de dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée

➤ Sens x-x :

$$\text{En Travées : } M_x = 0.75 M_x' = 0.75 \times 343.78 = 257.85 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux Appuis : } M_{ax} = M_{bx} = 0.5 M_x' = 0.5 \times 343.78 = 171.89 \text{ kN.m}$$

➤ Sens y-y :

$$\text{En Travées : } M_y = 0.75 M_y' = 0.75 \times 164.67 = 123.50 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux Appuis : } M_{ay} = M_{by} = 0.5 M_y' = 0.5 \times 164.67 = 82.33 \text{ kN.m}$$

### VIII.5.7. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 35 cm d'épaisseur.

❖ Exemple de ferrailage :

a) Sens (x-x) : (en travée)

$$\mu = \frac{M_T^x}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{257.87 \times 10^5}{100 \times 30^2 \times 14.2 \times 100} = 0.202 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.151 \Rightarrow \beta = 0.886$$

$$A_{st} = \frac{M_T^x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{257.87 \times 10^5}{0.886 \times 30 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 27.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 27.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend : } 6\text{HA } 25 = 29.45 \text{ cm}^2 \text{ avec } e_p = 20\text{cm.}$$

## b) Sens (x-x) : (aux appuis)

$$\mu = \frac{M_a^x}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{171.89 \times 10^5}{100 \times 30^2 \times 14.2 \times 100} = 0.134 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.134 \Rightarrow \beta = 0.928$$

$$A_{st} = \frac{M_T^x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{171.89 \times 10^5}{0.928 \times 30 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 17.74 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 17.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on prend : **6HA 20 = 18.85 cm<sup>2</sup>** avec  $e_p = 20 \text{ cm}$

## ❖ Ferrailage du panneau à l'ELU :

Sens		M (kN.m)	type	A (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A adopté	Espacement
Selon (x-x)	En travée	134.34	SSA	27.87	<b>6HA25</b>	29.45	20
	En appui	89.56	SSA	17.74	<b>6HA20</b>	18.85	
Selon (y-y)	En travée	104.52	SSA	12.46	<b>7HA16</b>	14.07	15
	En appui	69.68	SSA	8.15	<b>7HA16</b>	14.07	

Tableau VIII.1 : récapitulation du ferrailage.

## VIII.5.8. Vérifications à l'ELU :

## a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 \times (3 - \rho_x)/2 \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour : HA FeE400}$$

$$A_{min} = 0.000908 \times 100 \times 35 \times (3 - 0.73)/2 = \mathbf{3.178 \text{ cm}^2}$$

## ➤ Sens x-x

**Aux appuis :**  $A_{st} = 17.74 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.178 \text{ cm}^2$

**En travée :**  $A_{st} = 27.87 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.178 \text{ cm}^2$

## ➤ Sens y-y

**Aux appuis :**  $A_{st} = 8.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.178 \text{ cm}^2$

**En travée :**  $A_{st} = 12.46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.178 \text{ cm}^2$

**b) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = 2.5\text{Mpa}$$

**Avec :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{217.19 \times 4.55}{2} = 537.55 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{537.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.3} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.79$$

$$\tau_u = 1.79 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e) Espacements des armatures**

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Selon (x-x) :**

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{105\text{cm}, 33\text{cm}\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Selon (y-y) :**

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

$$St = 15\text{cm} < \min \{140\text{cm}, 45\text{cm}\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**f) Diamètre maximal des barres**

$$\Phi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 350/10 = 35\text{mm.}$$

$$\Phi_{\text{MAX}} = 25\text{mm} \leq 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VIII.5.9. Vérification à l'ELS :****a) Calcule des moments  $M_x$  et  $M_y$  à l'ELS**

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2$$

$$M_x = 0.0708 \times 161.06 \times 4.95^2$$

$$M_x = 279.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0.620 \times 279.40$$

$$M_y = 173.23 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{array} \right.$$

**b) Correction des moments :**➤ **Sens x-x :****En Travées :**  $M_x = 0.75 M_{x'} = 0.75 \times 279.40 = 209.55 \text{ kN.m}$ **Aux Appuis:**  $M_{ax} = M_{bx} = 0.5M_{x'} = 0.5 \times 279.40 = 139.7 \text{ kN.m}$ ➤ **Sens y-y :****En Travées :**  $M_y = 0.75 M_{y'} = 0.75 \times 173.23 = 129.92 \text{ kN.m}$ **Aux Appuis:**  $M_{ay} = M_{by} = 0.5M_{y'} = 0.5 \times 173.23 = 86.61 \text{ kN.m}$ **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho_l (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \quad \rho_l \Rightarrow k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

Sens		$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$M_S$ (kN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_S$ (MPa)	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	Travée	29.45	209.55	0.982	0.8615	21.1	275.31	13.04	15	CV
	Appui	18.85	139.7	0.628	0.8835	27.73	279.61	10.08	15	CV
y-y	Travée	14.07	129.92	0.469	0.8965	33.31	343.33	10.30	15	CV
	Appui	14.07	86.61	0.469	0.8965	33.31	229.40	6.89	15	CV

**Tableau VIII.2 :** les vérifications à l'ELS.

**VIII.6. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console encastrée dans le radier soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

**VIII.6.1. Sollicitation de calcul :**

A l'ELU :  $q_u = 217.19 \text{ kN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-217.19 \times 0.5^2}{2} = -27.15 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :  $q_s = 161.06 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-161.06 \times 0.5^2}{2} = -20.13 \text{ kN.m}$$

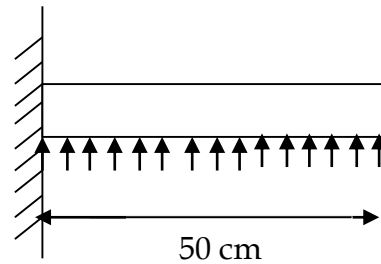


Figure VIII.4 : Schéma statique du débord.

**VIII.6.2. Calcul des armatures :****a) Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 25 \text{ cm}$  ,  $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.15 \times 10^5}{100 \times 30^2 \times 14.2 \times 100} = 0.021 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.92 \times 10^5}{0.9754 \times 25 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2.63 \text{ cm}^2$$

On opte :  $A = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec  $s_t = 25 \text{ cm}$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte :  $A = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$  avec  $s_t = 20 \text{ cm}$

**❖ Remarque :**

Les armatures du tablier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

Donc on aura :

**Selon (x-x) :**  $6\text{HA}25 = 29.45 \text{ cm}^2$  avec :  $s_t = 10 \text{ cm}$

**Selon (y-y) :**  $7\text{HA}16 = 14.07 \text{ cm}^2$  avec :  $s_t = 15 \text{ cm}$

**VIII.6.3. Vérification à l'ELU :****a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 30 \times 2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens (x-x)} : 29.45 \text{ cm}^2 > 3.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens (y-y)} : 14.07 \text{ cm}^2 > 3.62 \text{ cm}^2$$

**b) Calcul de l'espacement :**

C'est le même espacement que celui du tablier

**VIII.6.4. Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

Les contraintes dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

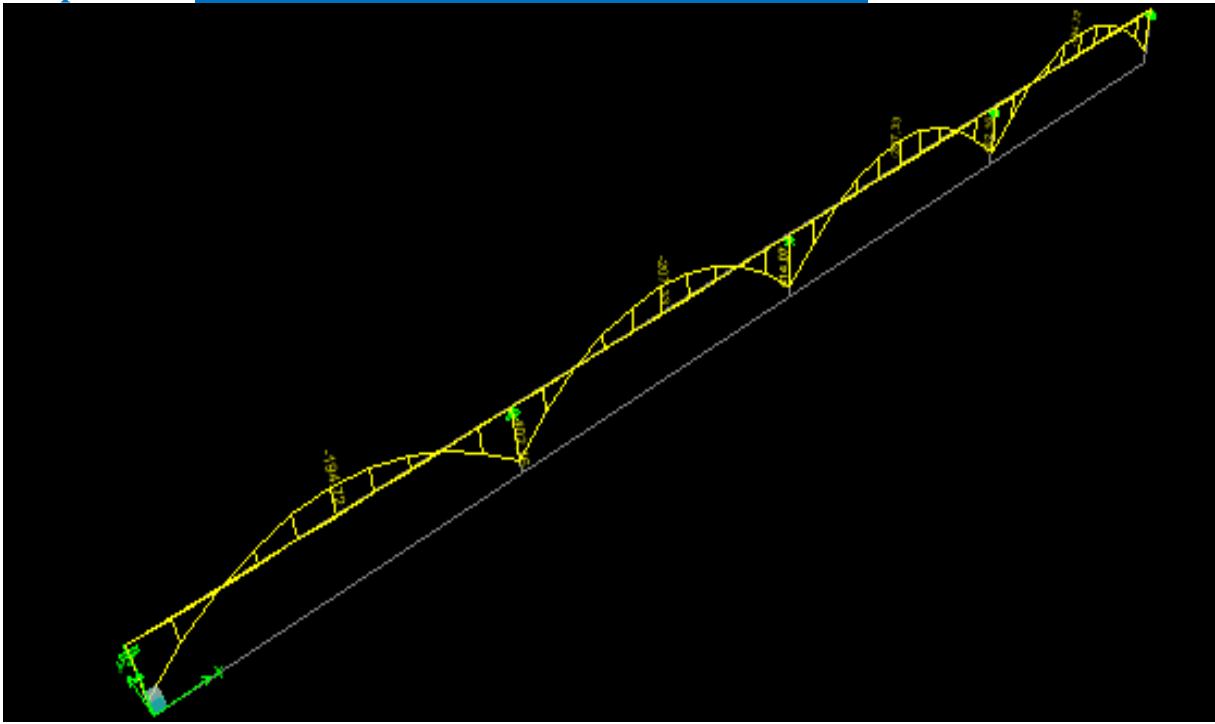
Sens	AS (cm <sup>2</sup> )	MS (kN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_S$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	29.45	-27.15	0.982	0.8615	21.10	35.67	240	1.69	15	CV
y-y	14.07	-20.13	0.469	0.8965	33.31	53.19	240	1.6	15	CV

**Tableau VIII.3 :** vérifications à l'ELS.

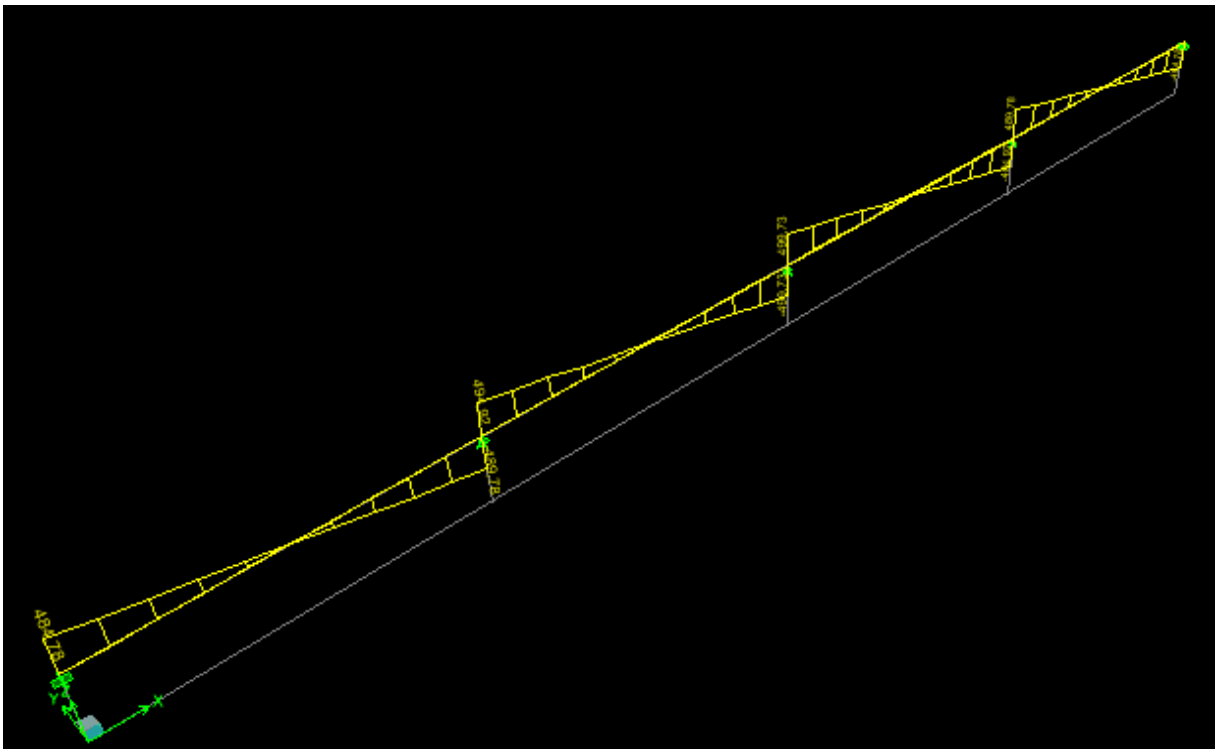
**VIII.7. Ferrailage des nervures :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Afin de terminer les efforts internes qui en résultent nous avons utilisé le logiciel ETABS en modélisant le radier général avec toutes les caractéristiques géométriques et les données notamment les chargements  $q_u$  et  $q_s$ .

**VIII.7.1. Les diagrammes obtenus à l'ELU sont les suivant :****a) Pour le sens longitudinal :**



**Figure VIII.5 :** Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU pour le sens longitudinal.



**Figure VIII.6 :** Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU pour le sens longitudinal.

**b) Pour le sens transversal :**

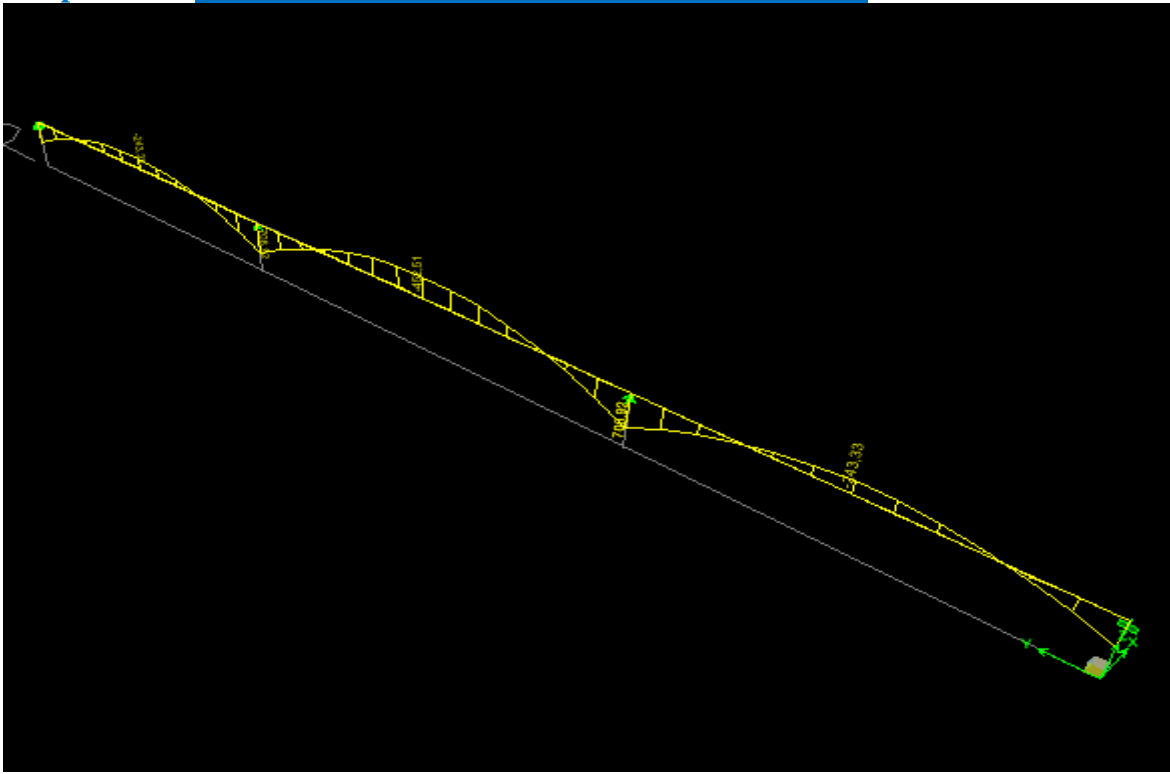


Figure VIII.7 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU pour le sens transversal

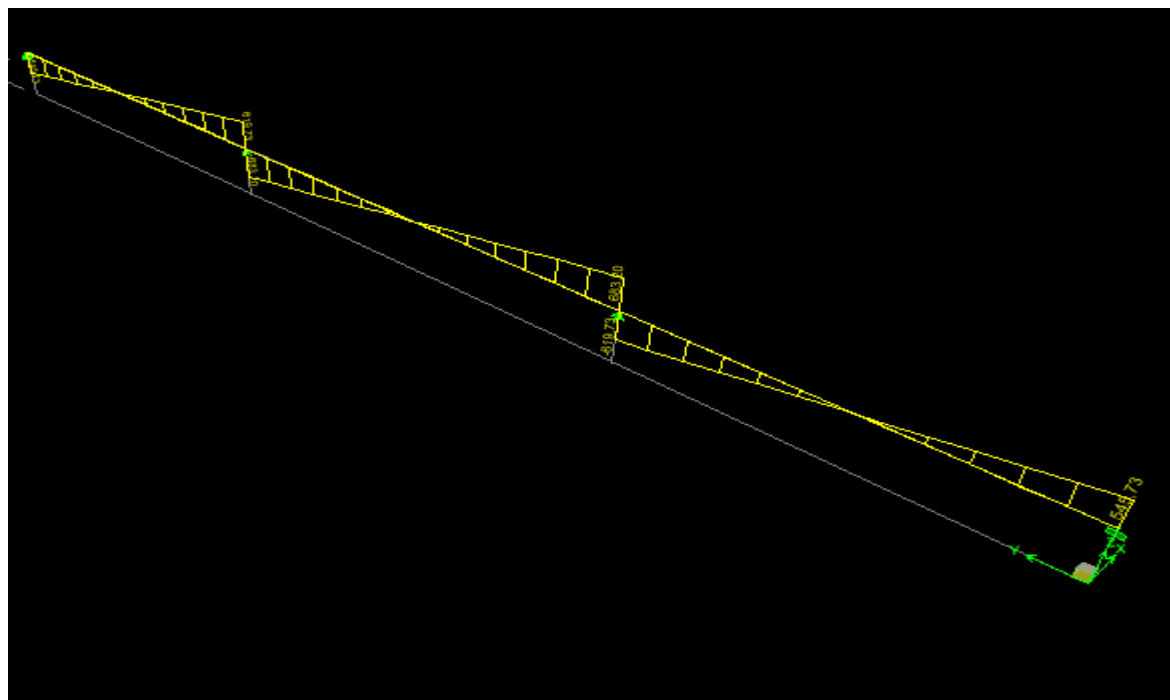


Figure XIII.8 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU pour le sens transversal.

VIII.7.2. Les efforts internes dans les nervures sont résumés dans les tableaux suivant :

➤ Sens x-x

		ELU		ELS	
		$M_{\max}$ (kN.m)	$V_{\max}$ (kN)	$M_{\max}$ (kN.m)	$V_{\max}$ (kN)
Travée A-B	En appuie	402.16	489.78	289.82	352.96
	En travée	-194.72		-140.33	
Travée B-C	En appuie	414.07	499.73	298.40	360.14
	En travée	-207.33		-149.41	
Travée C-D	En appuie	414.07	499.73	298.40	360.14
	En travée	-207.33		-149.41	
Travée D-E	En appuie	402.16	484.78	289.82	352.96
	En travée	-194.72		-140.33	

Tableau VIII.4: les efforts interne des nervures dans le sens (x-x).

➤ Sens y-y

		ELU		ELS	
		$M_{\max}$ (kN.m)	$V_{\max}$ (kN)	$M_{\max}$ (kN.m)	$V_{\max}$ (kN)
Travée A-B	En appui	708.92	619.73	510.89	446.61
	En travée	-243.33		-175.35	
Travée B-C	En appui	708.92	683.20	510.89	492.35
	En travée	-452.51		-326.11	
Travée C-D	En appui	708.92	619.73	510.89	446.61
	En travée	-243.33		-175.36	

Tableau VIII.5: les efforts interne des nervures dans le sens (y-y).

**VIII.7.3. Ferrailage des nervures suivant le sens longitudinal à l'ELU:**

Notre nervure sera calculée en flexion simple.

$$h_n = 100 \text{ cm} ; \quad b_n = 65 \text{ cm} ; \quad d = 95 \text{ cm}$$

		$M_{\max}$ (kN.m)	obs	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A adopté (cm <sup>2</sup> )
Travée (A-B)	En appui	402.16	SSA	18.25	10HA16	20.11
	En travée	-194.72	SSA	8.71	5HA16	10.05
Travée B-C	En appui	414.07	SSA	18.79	10HA16	20.11
	En travée	-207.33	SSA	9.28	5HA16	10.05
Travée (C-D)	En appui	414.07	SSA	18.79	10HA16	20.11
	En travée	-207.33	SSA	9.28	5HA5	10.05
Travée (D-E)	En appui	402.16	SSA	18.25	10HA16	20.11
	En travée	-194.72	SSA	8.71	5HA16	10.05

**Tableau VIII.6:** ferrailage des nervures dans le sens *longitudinal*.

❖ **Ferrailage des nervures suivant le sens transversal à l'ELU:**

		$M_{\max}$ (kN.m)	obs	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A adopté (cm <sup>2</sup> )
Travée (A-B)	En appui	708.92	SSA	22.44	8HA20	25.13
	En travée	-243.33	SSA	10.91	6HA16	12.06
Travée (B-C)	En appui	708.92	SSA	22.44	8HA20	25.13
	En travée	-452.51	SSA	14.08	8HA16	16.08
Travée (C-D)	En appui	708.92	SSA	22.44	8HA20	25.13
	En travée	-243.33	SSA	10.91	6HA16	12.06

**Tableau VIII.7:** ferrailage des nervures dans le sens *transversal*.

**VIII.7.3. Vérifications à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (BAEL91-modifié99/Art A.4.2)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 95 \times 2,1}{400} = 7.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Suivant le sens x-x :**

**Aux appuis :**  $A_s = 20.11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.45 \text{ cm}^2$

**En travées :**  $A_s = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.45 \text{ cm}^2$

➤ **Suivant le sens y-y :**

**Aux appuis :**  $A_s = 25.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.45 \text{ cm}^2$

**En travées :**  $A_s = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.45 \text{ cm}^2$

**b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1.21)**

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

**Nervures suivant le sens (x-x) :**

$$\tau_u = \frac{499.73 \times 10^3}{650 \times 950} = 0.81 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Nervure suivant le sens (y-y) :**

$$\tau_u = \frac{683.20 \times 10^3}{650 \times 950} = 1.10 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VIII.7.4. Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$\Phi_1$  : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

$$\Phi_t \leq \min(31, 42 \text{ mm}, 16 \text{ mm}, 30 \text{ mm}) = 15 \text{ mm}$$

**Soit :  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$**

On optera pour 3cadre ( $A_t = 4\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ )

a) Condition d'espacement de construction correcte :

(BAEL91-modifié/Art A.5.1, 22)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(85,5; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

b) Exigences du RPA pour les aciers transversales : (RPA2003-version2003/Art 7.5.2.2)

▪ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min\left(\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 1,6\right\}\right) = \min(27,5\text{cm}; 19,20\text{cm}) = \mathbf{15\text{cm}}$$

On opte pour  $S_t = 15 \text{ cm.}$

▪ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \text{ On opte pour } S_{t \max} = 20\text{cm}$$

c) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

▪ Zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 65 = 2,9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4,71 \text{ cm}^2$$

▪ Zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times 20 \times 65 = 3,9\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4,71\text{cm}^2$$

### VIII.7.5.Vérification à l'ELS

a) Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \quad \rho_1 \Rightarrow k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

❖ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

		$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	$M_S$ (kN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_S$ (MPa)	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Travée A-B	appui	20.11	402.16	0.324	0.911	41.18	<b>231.07</b>	<b>5.61</b>	15	CV
	travée	10.05	-194.72	0.163	0.934	60.76	<b>218.36</b>	<b>3.59</b>	15	CV
Travée B-C	appui	20.11	414.07	0.324	0.911	41.18	<b>237.91</b>	<b>5.78</b>	15	CV
	travée	10.05	-207.33	0.163	0.934	60.76	<b>232.50</b>	<b>3.83</b>	15	CV
Travée C-D	appui	20.11	414.07	0.324	0.911	41.18	<b>237.91</b>	<b>5.78</b>	15	CV
	travée	10.05	-207.33	0.163	0.934	60.76	<b>232.50</b>	<b>3.83</b>	15	CV
Travée D-E	appui	20.11	402.16	0.324	0.911	41.18	<b>231.07</b>	<b>5.61</b>	15	CV
	travée	10.05	-194.72	0.163	0.934	60.76	<b>218.36</b>	<b>3.59</b>	15	CV

**Tableau VIII.8:** Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

		$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	$M_S$ (kN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_S$ (MPa)	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Travée A-B	appui	25.13	708.92	0.408	0.902	36.02	<b>392.21</b>	<b>9.14</b>	15	CV
	travée	12.06	-243.33	0.198	0.928	54.44	<b>228.86</b>	<b>4.20</b>	15	CV
Travée B-C	appui	25.13	708.92	0.408	0.902	36.02	<b>392.21</b>	<b>9.14</b>	15	CV
	travée	16.08	-452.51	0.260	0.919	46.73	<b>322.33</b>	<b>6.9</b>	15	CV
Travée C-D	appui	25.13	708.92	0.408	0.902	36.02	<b>392.21</b>	<b>9.14</b>	15	CV
	Travée	12.06	-243.33	0.198	0.928	54.44	<b>228.86</b>	<b>4.20</b>	15	CV

**Tableau VIII.9:** Vérifications à l'ELS suivant le sens transversal.

# Chapitre IX

## Etude du mur plaque

**IX.1.Introduction :**

Le mur du soutènement sera prévu au niveau de l'infrastructure pour maintenir le sol en place et à reprendre les efforts de poussée dus à l'action de terrain, et l'épaisseur minimale exigée par le **RPA99-version 2003** telle-que  $e > 15\text{cm}$  (**Art 10.1.2**).

**IX.2.Pré-dimensionnement de mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99-version 2003 est de 15 cm ; on adopte pour une épaisseur de 20cm. Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de Sous-sol, pour une bande de 1 largeur.

**IX.2.1.Prescription de RPA99-version2003 : (Art 10.4.3)**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \mp K_v] \times \gamma \times H^2$$

Appliquée horizontalement à  $\frac{H}{2}$  au-dessus de la base de la semelle.

**Avec :**

**K<sub>ad</sub>** : coefficient de la poussée dynamique données par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

**Avec :**

Poids volumique du sol de remblai.

$\gamma$  : Poids volumique du sol de remblai.

$\phi$  : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$ .

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale

$\theta = \arctg(k_h / (1 \pm k_v))$ .

**IX.2.2.Caractéristiques du sol :**

- Poids volumique du sol de remblai :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\phi = 30^\circ$ .
- Cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent)
- Surcharges éventuelles  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .

**IX.2.3.Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

$$\left( K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} \right)$$

**Avec :**

$K_0$  : Coefficient des poussées de terre au repos

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_V$  : Contrainte verticales.

$\phi$  : Angle de frottement interne.

**IX.2.4. Calcul de sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin 30}{\cos 30} = 0,577 \text{ (pour lesable)}$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \text{avec : } 0 < h < H$$

▪ **A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \cdot (1,5 \cdot q + 1,35 \cdot \gamma \cdot h).$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_H = 08.655 \text{ KN/m}^2$$

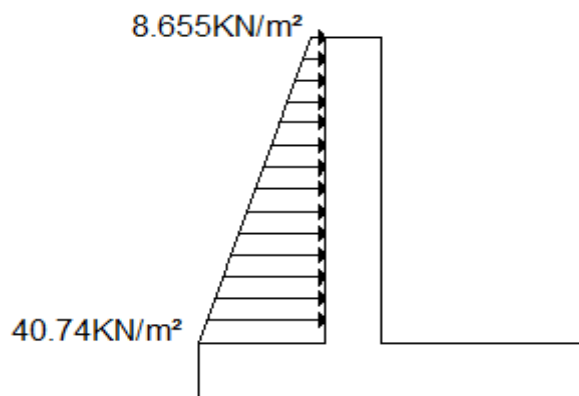
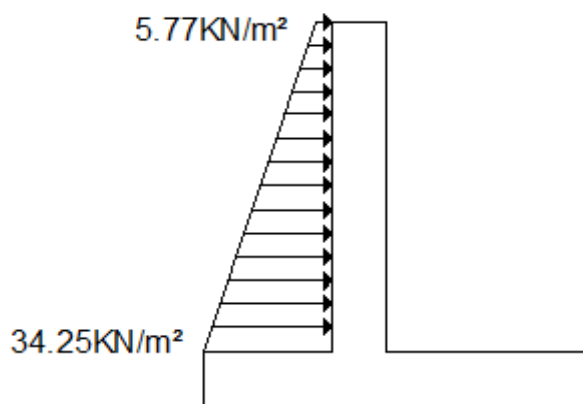
$$h = 2.7 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 40.74 \text{ KN/m}^2$$

▪ **A l'ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \cdot (q + \gamma \cdot h).$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_H = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.7 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 32.25 \text{ KN/m}^2$$

**IX.2.5. Diagrammes des contraintes :****Figure IX.1 :** *diagramme des contraintes à l'ELU.***Figure IX.2 :** *diagramme des contraintes à l'ELS.*

**IX.2.6.Charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- **A l'ELU :**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 40.74 + 8.655) \times 1}{4} = 32.72 \text{ KN / ml}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 32.25 + 5.77) \times 1}{4} = 25.63 \text{ KN / ml}$$

**IX.3.Ferraillage de mur plaque :****IX.3.1.Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 au niveau des nervures, et des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire 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 aux appuis 0,5.

**IX.3.2.Identification des panneaux :**

$$l_x = 2,7 \text{ m} \quad l_y = 4,95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.7}{4.95} = 0,545 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,545 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0892 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0892 \times 32.72 \times 2.7^2 = 21,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,250 \times 21,27 = 5.32 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

- **Sens x-x**

Aux appuis:  $M_a = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 21,27 = 10,65 \text{ KN.m}$

En travée:  $M_t = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \times 21,27 = 16,29 \text{ KN.m}$

- **Sens y-y**

Aux appuis:  $M_a = 0,5 \cdot M_{oy} = 0,5 \times 5,32 = 2,66 \text{ KN.m}$

En travée:  $M_t = 0,75 \cdot M_{oy} = 0,75 \times 5,32 = 4 \text{ KN.m}$

**IX.3.3. Calcul de section d'armature :**

sens	zone	M <sub>U</sub> (KN.m)	U <sub>b</sub>	U <sub>1</sub>	section	β	A <sub>s</sub>	A <sub>m</sub>	A adopter (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
(x-x)	appui	10,65	0.023	0.392	S.S.A	0.988	1,72	2	5,65=5HA12	20
	travée	16.29	0.035	0.392	S.S.A	0.982	2,64	2	5,65=5HA12	20
(y-y)	appui	2,66	0.005	0.392	S.S.A	0.997	0,42	2	5,65=5HA12	20
	travée	4	0.0086	0.392	S.S.A	0.996	0,64	2	5,65=5HA12	20

**Tableau IX.1 : ferrailage de mur plaque.****IX.4.Recommandations du RPA 99 :**

Le mur 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).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m<sup>2</sup> .

**IX.5.Vérification à l'ELS :****IX.5.1.Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

On doit vérifier que :

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

On a :  $l_x = 4,08 \text{ m}$   $l_y = 4,10 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,7}{4,95} = 0,545 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0933 \\ \mu_y = 0,410 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0933 \times 25,63 \times 2,7^2 = 17,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,410 \times 17,43 = 7,15 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Sens x-x**

Aux appuis:  $M_a = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 17,43 = 8,71 \text{ KN.m}$

En travée:  $M_t = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \times 17,43 = 13,072 \text{ KKNm}$

- **Sens y-y**

Aux appuis:  $M_a = 0,5 \cdot M_{oy} = 0,5 \times 7,15 = 3,57 \text{ KN.m}$

En travée:  $M_t = 0,75 \cdot M_{oy} = 0,75 \times 7,15 = 5,36 \text{ KN.m}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est donc pas nécessaire.

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

sens	zone	M <sub>U</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	γ	β	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$	OBS
(x-x)	appui	10,65	8.71	0.392	0.988	0.0304	0.36	Vérifier
	travée	16.29	13.072	0.392	0.982	0.0459	0.375	Vérifier
(y-y)	appui	2,66	3.57	0.392	0.997	0.0075	0.12	Vérifier
	travée	4	5.36	0.392	0.996	0.01	0.125	Vérifier

**Tableau IX.2 :** vérification des contraintes à l'ELS.

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

#### IX.5.2. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l_n} \geq \frac{M_t}{20 M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{270} = 0,07 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{21,27}{20 \times 16,29} = 0,065 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

#### IX.6. Conclusion :

L'épaisseur de mur plaque est de 20cm.

Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.

Le ferrailage de mur plaque est comme suit :

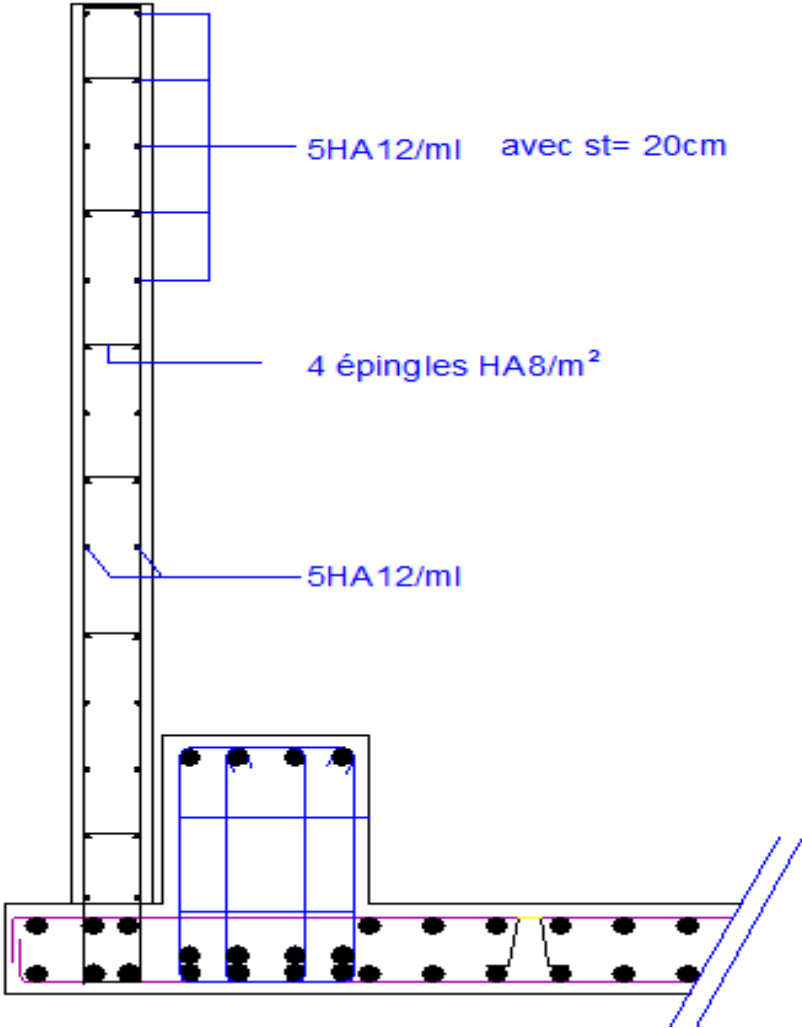
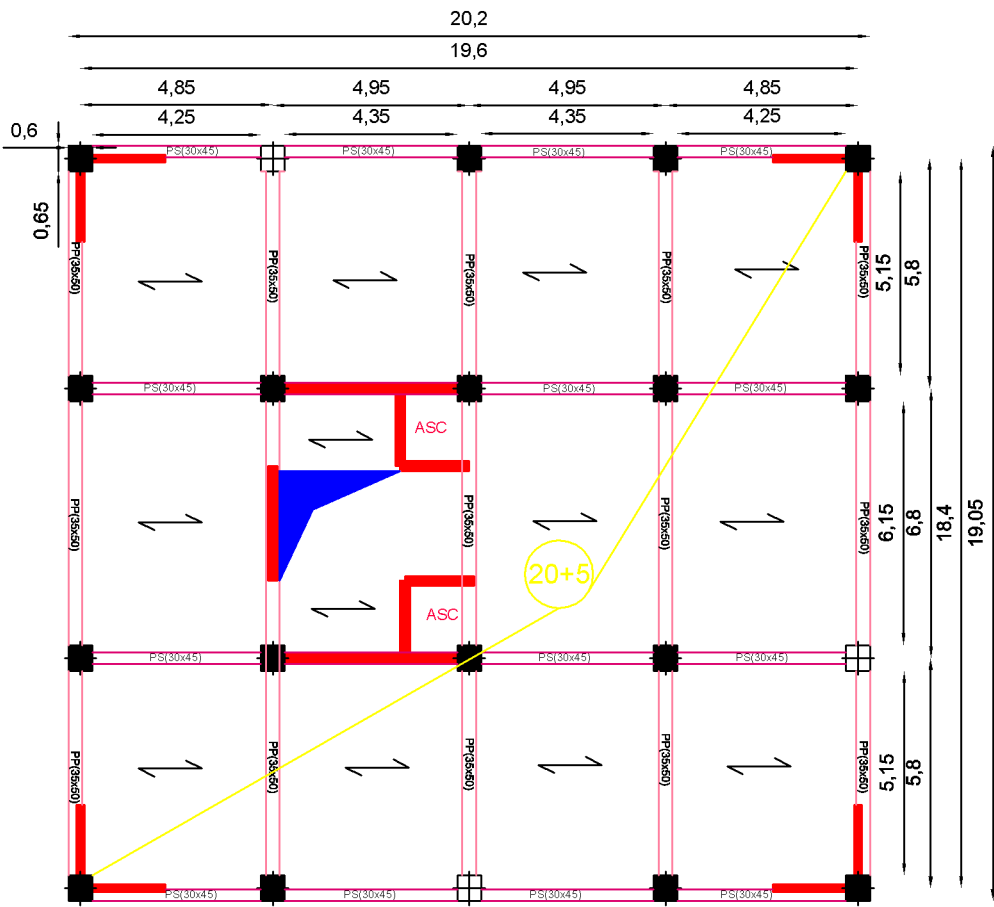


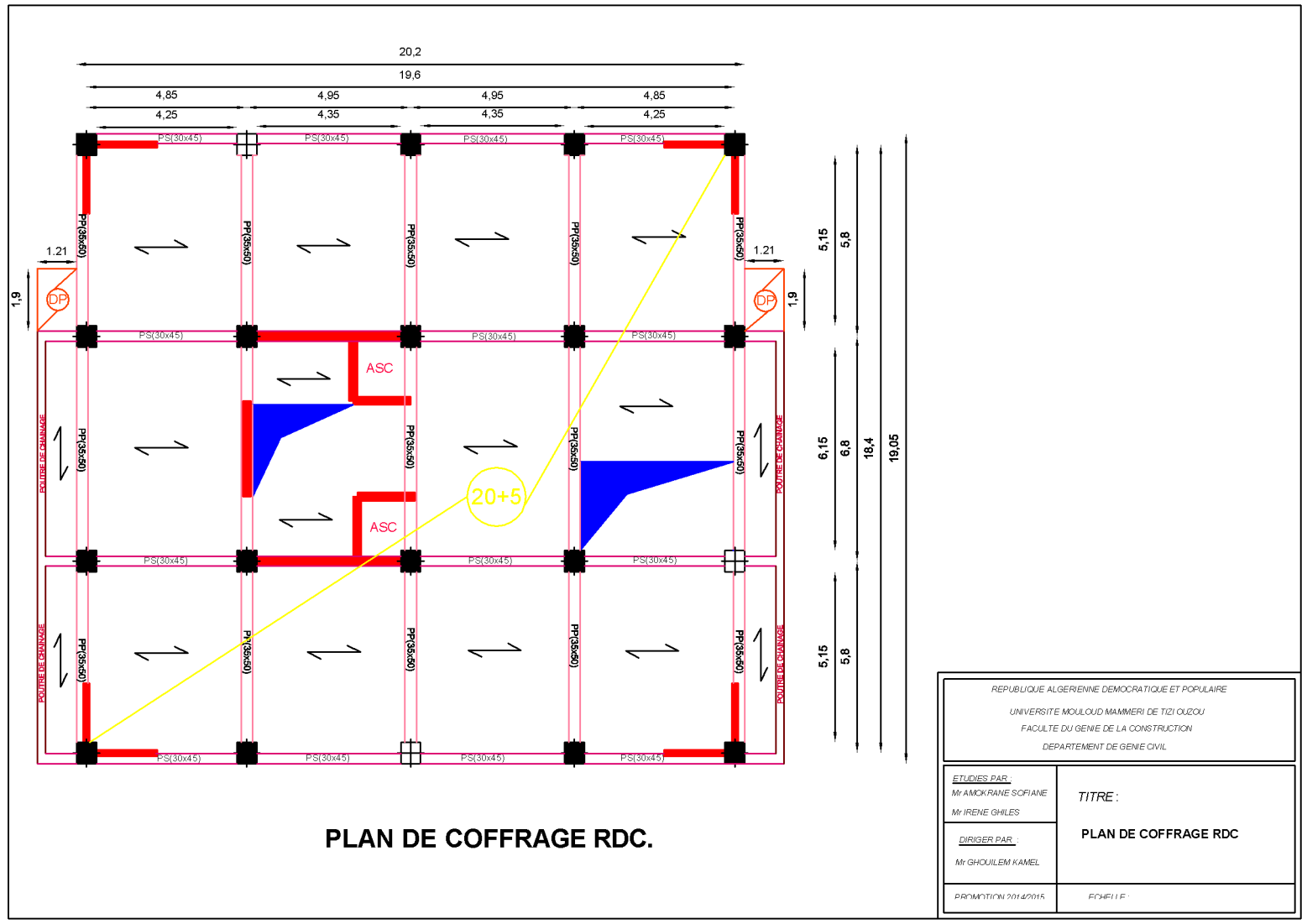
Figure IX.3 : schéma de ferrailage du mur plaque.



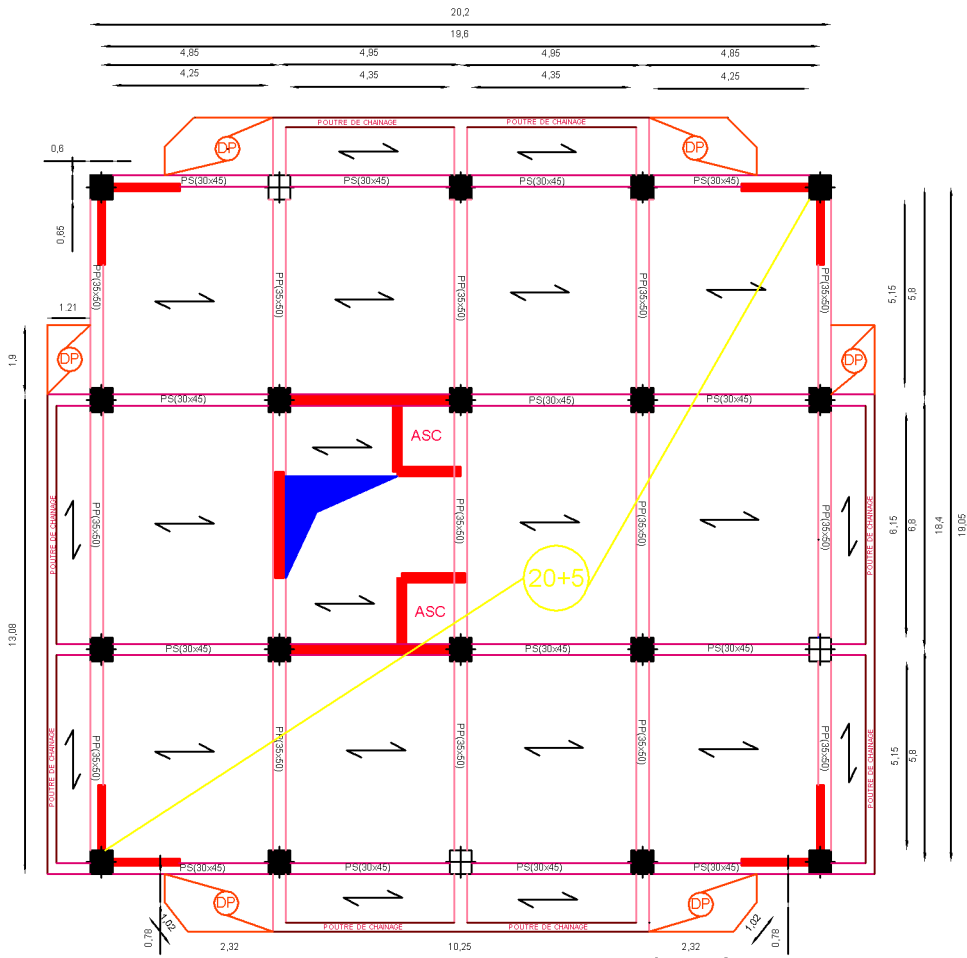


**PLAN DE COFFRAGE S-SOL.**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDES PAR : Mr AMOKRANE SOFIANE Mr IRENE GHILES	TITRE : <b>PLAN DE COFFRAGE S-SOL</b>
DIRIGER PAR : Mr GHOULEM KAMEL	
PROMOTION 2014/2015	ECHELLE :

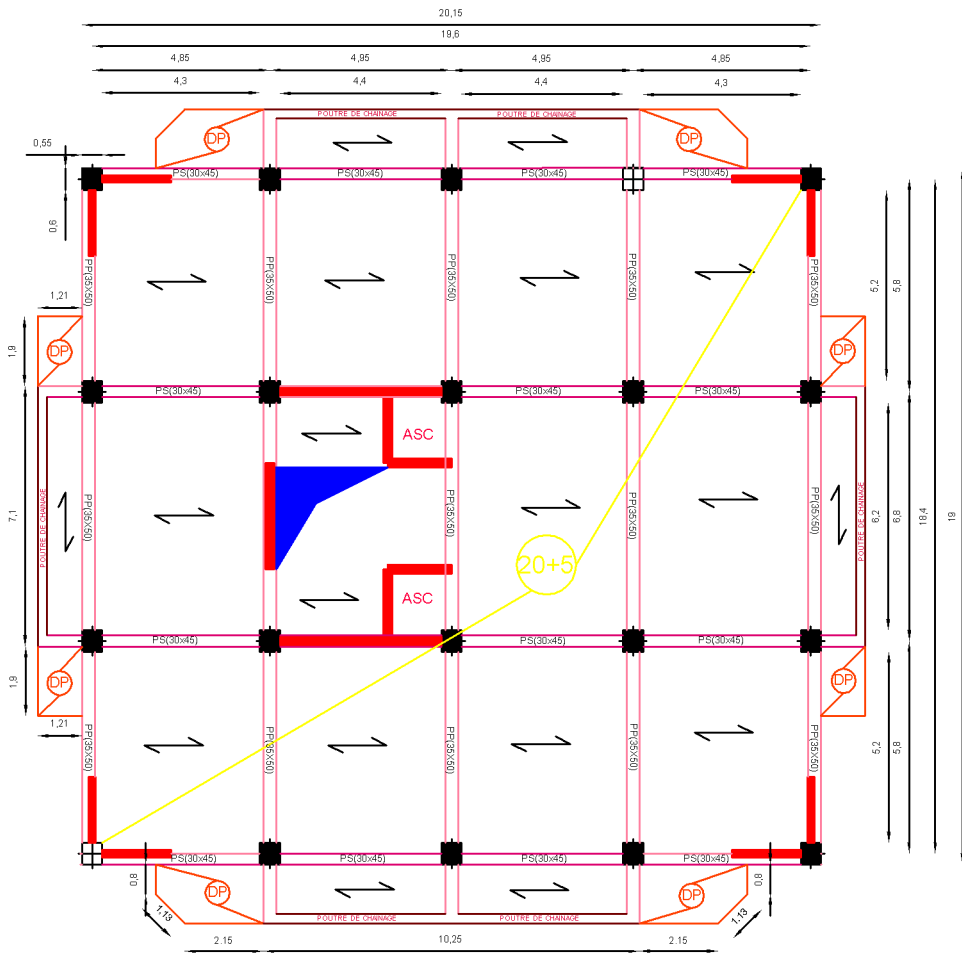


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIES PAR : Mr AMOKRANE SOFIANE Mr IRENE GHILES	TITRE : <b>PLAN DE COFFRAGE RDC</b>
DIRIGER PAR : Mr GHOULEM KAMEL	
PROMOTION 2014/2015	ECHELLE :



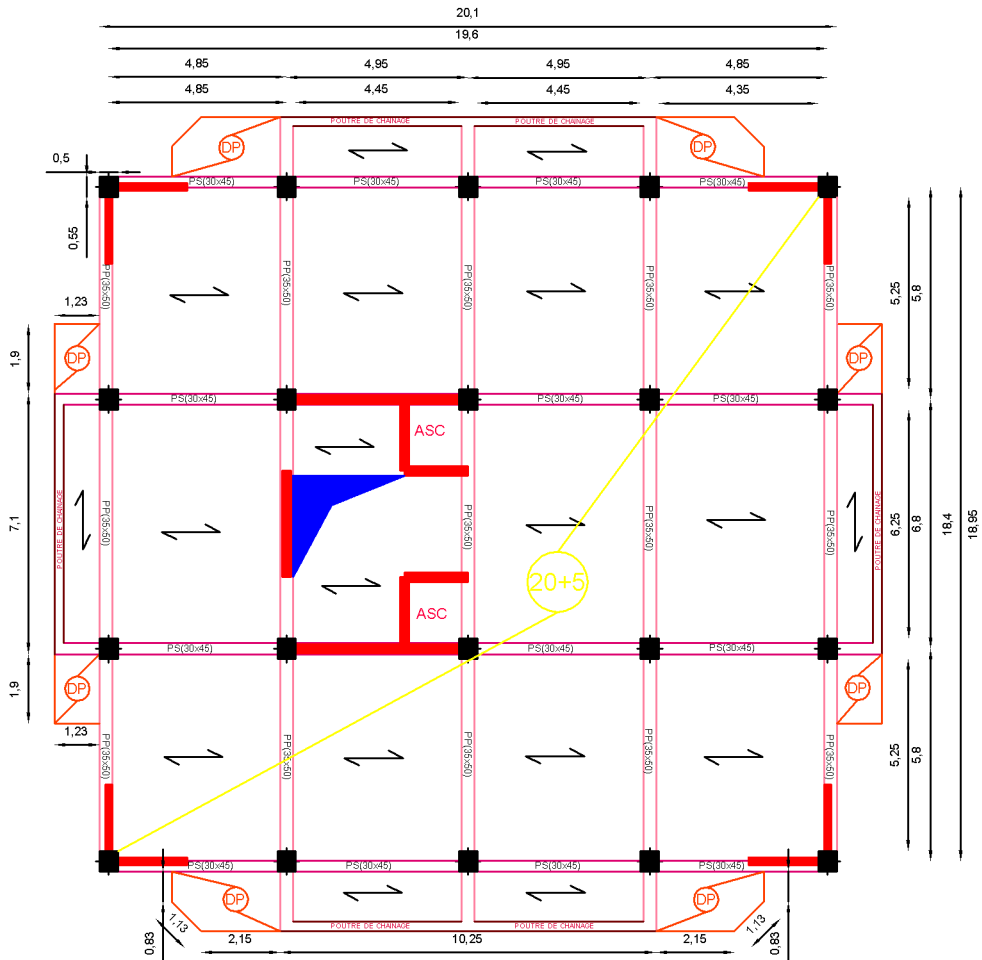
**PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE 1.**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIES PAR : Mr AMOKRANE SOFIANE Mr IRENE GHILES	TITRE : <b>PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE 1</b>
DIRIGER PAR : Mr GHOUILEM KAMEL	ECHELLE :
PROMOTION 2014/2015	



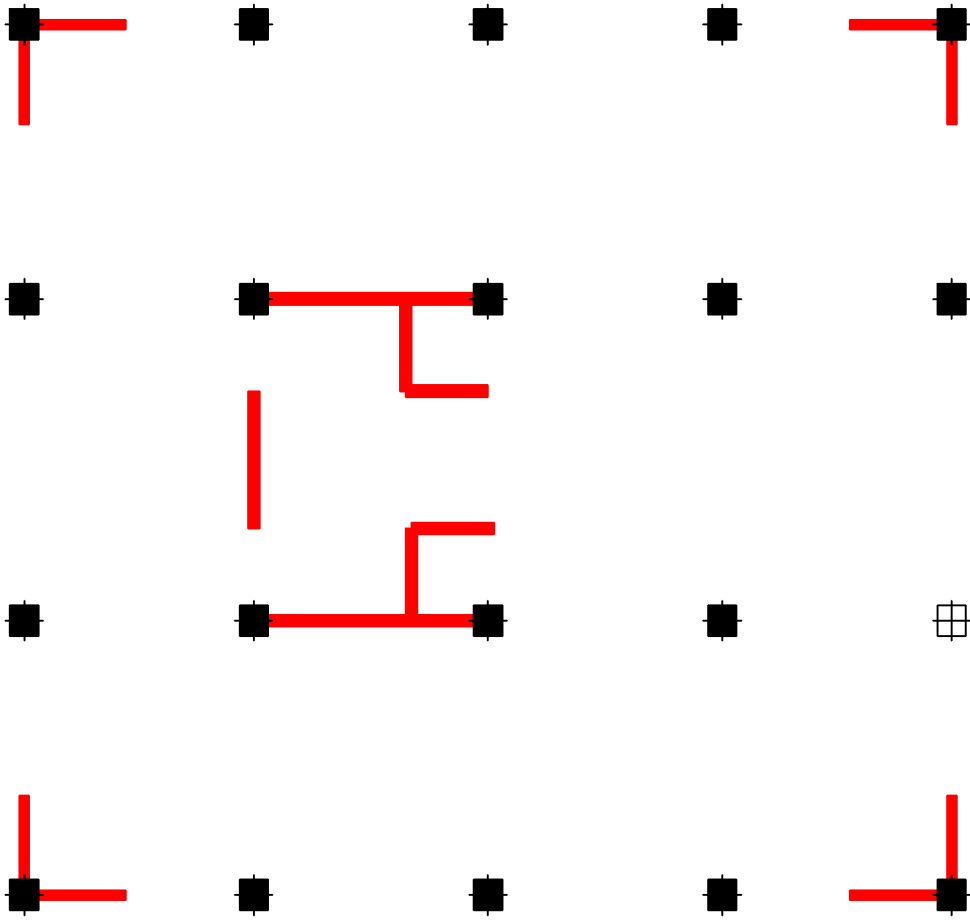
**PLAN DE COFFRAGE DES ETAGES 2,3,4 et 5 .**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIES PAR : Mr AMOKRANE SOFIANE Mr IRENE GHILES	TITRE : <b>PLAN DE COFFRAGE          DES ETAGES 2,3,4 et 5.</b>
DIRIGER PAR : Mr GHOUILEM KAMEL	
PROMOTION 2014/2015	ECHELLE :

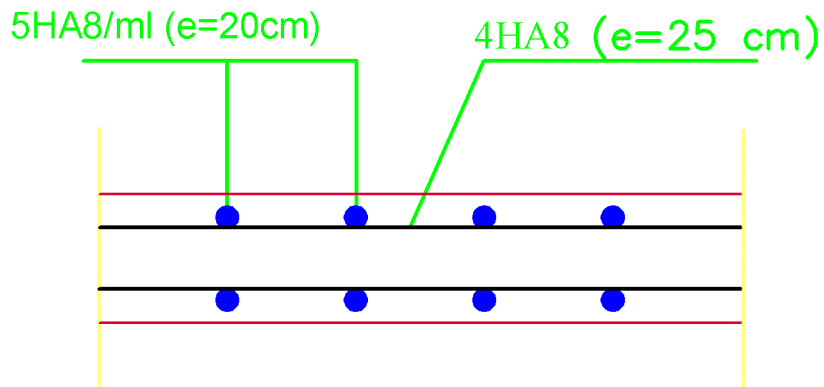
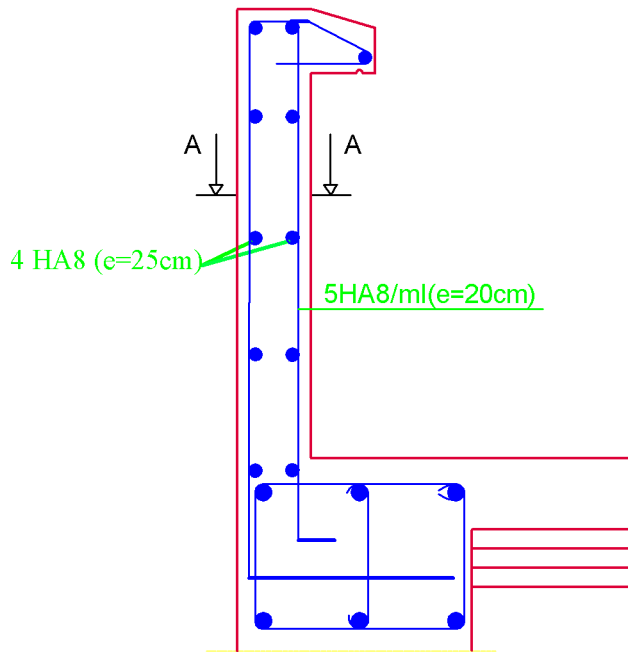


**PLAN DE COFFRAGE DES ETAGES 6,7,et 8.**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIES PAR : Mr AMOKRANE SOFIANE Mr IRENE GHILES	TITRE : <b>PLAN DE COFFRAGE          DES ETAGES 6,7,et 8.</b>
DIRIGER PAR : Mr GHOUILEM KAMEL	
PROMOTION 2014/2015	ECHELLE :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDES PAR : M: AMOKRANE SOFIANE M: IRENE GHILES	TITRE : <b>DISPOSITION DES VOILES</b>
DIRIGER PAR : M: GHOULEM KAMEL	
PROMOTION 2014/2015	ECHELLE :



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIES PAR :

Mr AMOKRANE SOFIANE

Mr IRENE GHILES

DIRIGER PAR :

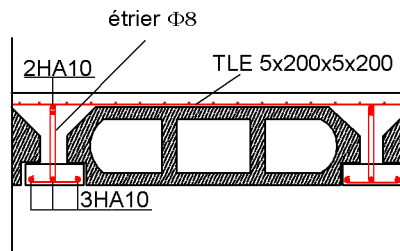
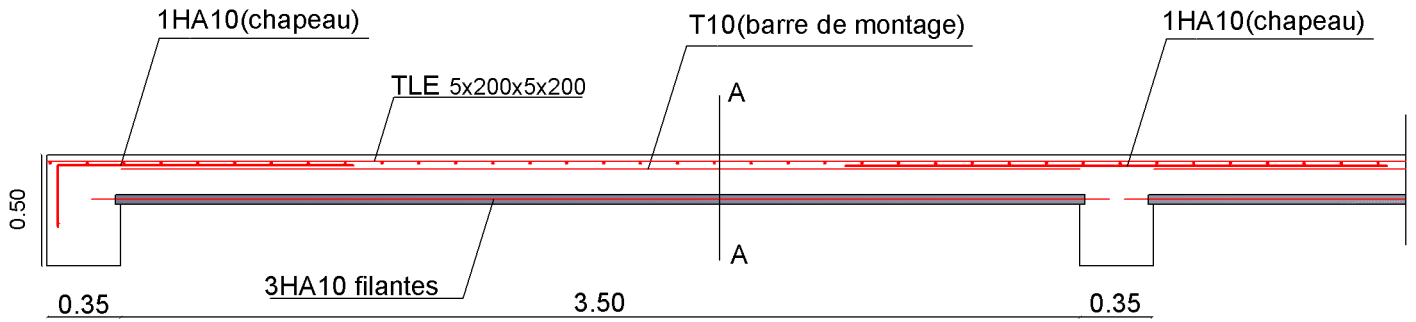
Mr GHOUILEM KAMEL

PROMOTION 2014/2015

TITRE :

**PLAN DE FERRAILLAGE  
DE L'ACROTER.**

ECHELLE :



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIES PAR :

Mr AMOKRANE SOFIANE

Mr IRENE GHILES

DIRIGER PAR :

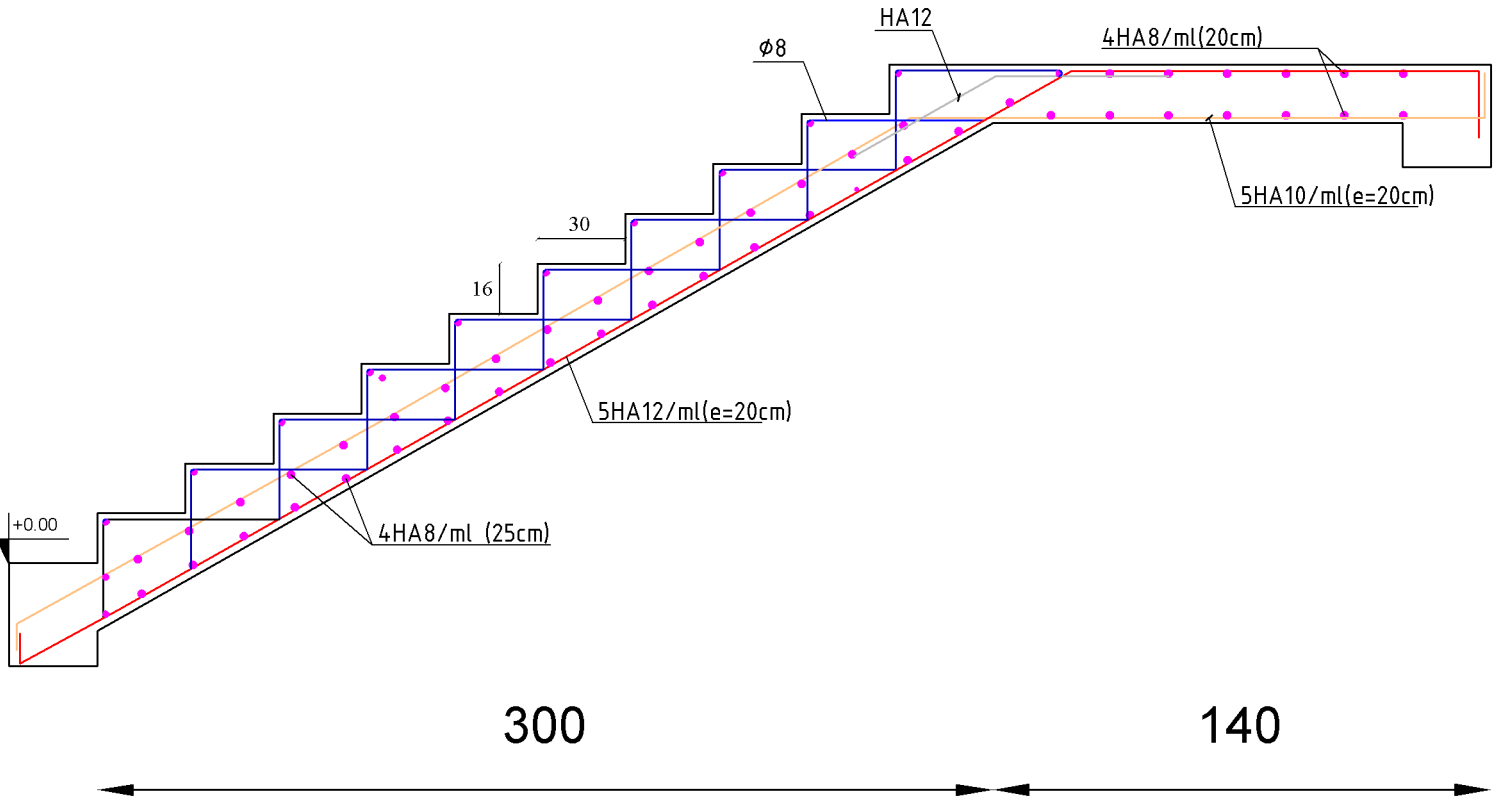
Mr GHOUILEM KAMEL

PROMOTION 2014/2015

TITRE :

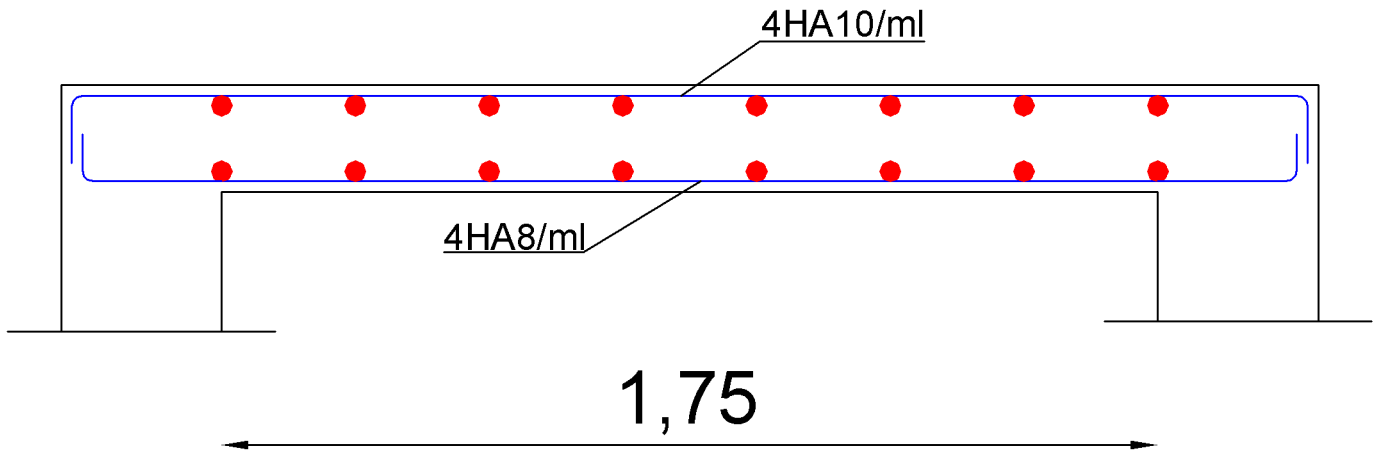
**PLAN DE FERRAILLAG DU PLANCHER**

ECHELLE :

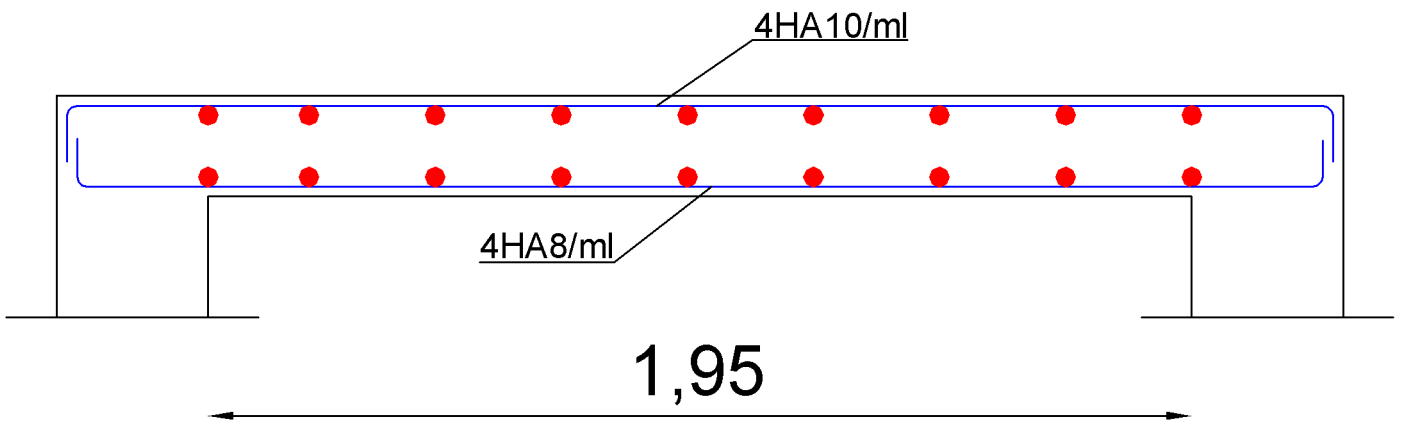


## Ferrailage de l'escalier

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<u>ETUDIES PAR :</u> Mr AMOKRANE SOFIANE Mr IRENE GHILES	<b>TITRE :</b>  <b>PLAN DE FERRAILAGE          DE L'ESCALIER</b>
<u>DIRIGER PAR :</u> Mr GHOUILEM KAMEL	
PROMOTION 2014/2015	ECHELLE :



SENS X-X



SENS Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIES PAR :

Mr AMOKRANE SOFIANE

Mr IRENE GHILES

DIRIGER PAR :

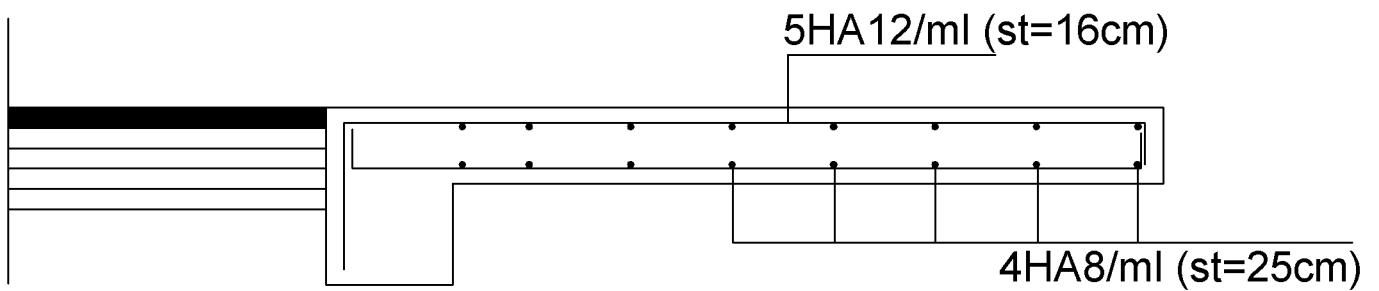
Mr GHOUILEM KAMEL

PROMOTION 2014/2015

TITRE :

**PLAN DE FERRAILLAGE  
DE LA SALLE MACHINE**

ECHELLE :



## Plan de ferrailage du balcon

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIES PAR :

Mr AMOKRANE SOFIANE

Mr IRENE GHILES

DIRIGER PAR :

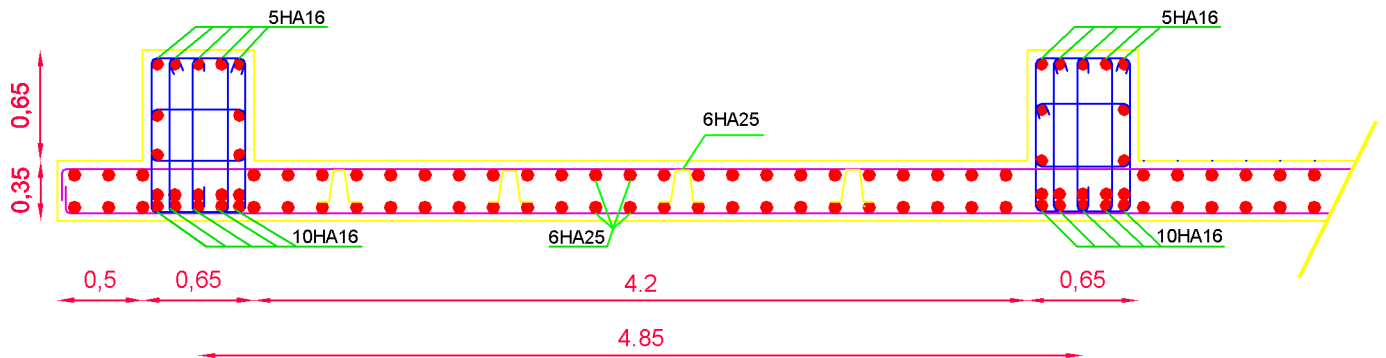
Mr GHOUILEM KAMEL

PROMOTION 2014/2015

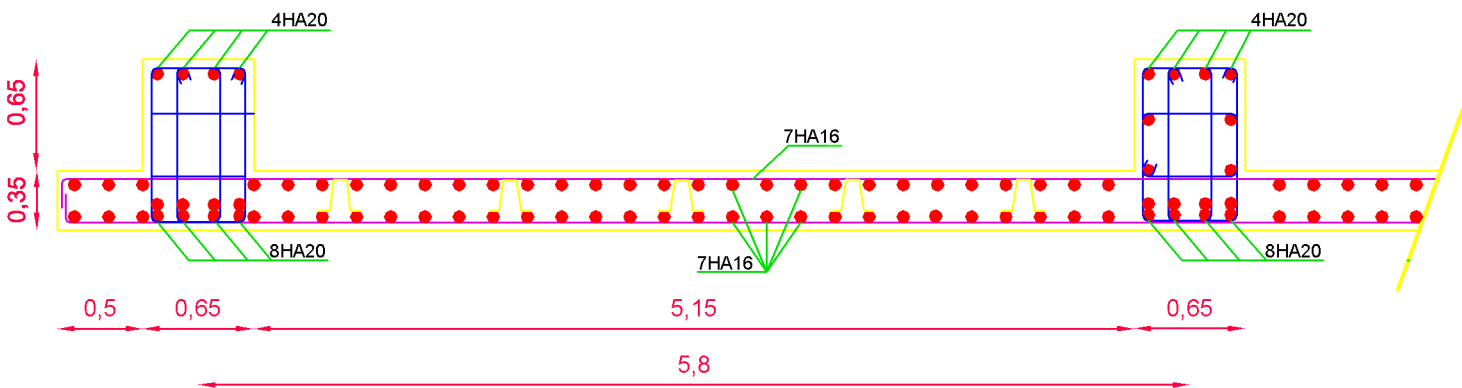
TITRE :

**PLAN DE FERRAILAGE DU BALCON**

ECHELLE :



### Ferrailage du radier sens x-x



### Ferrailage du radier sens y-y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIES PAR :

Mr AMOKRANE SOFIANE

Mr IRENE GHILES

DIRIGER PAR :

Mr GHOULEM KAMEL

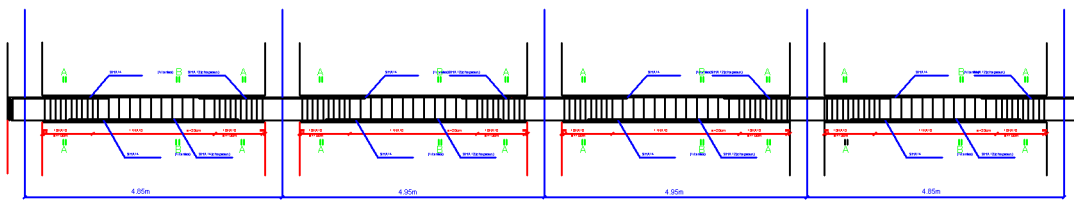
PROMOTION 2014/2015

TITRE :

**PLAN DE FERRAILAGE  
DU RADIER**

ECHELLE :

### Ferraillage des poutres secondaires (30\*45)



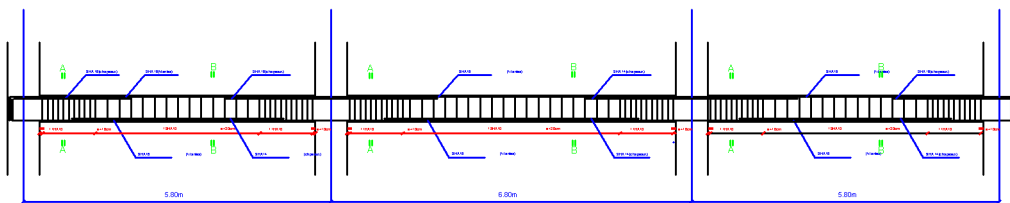
COUPE A-A



COUPE B-B



### Ferraillage des poutres principales (35\*50)



COUPE A-A



COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIES PAR :  
Mr AMOKRANE SCRIANE  
Mr IRENE GHILES

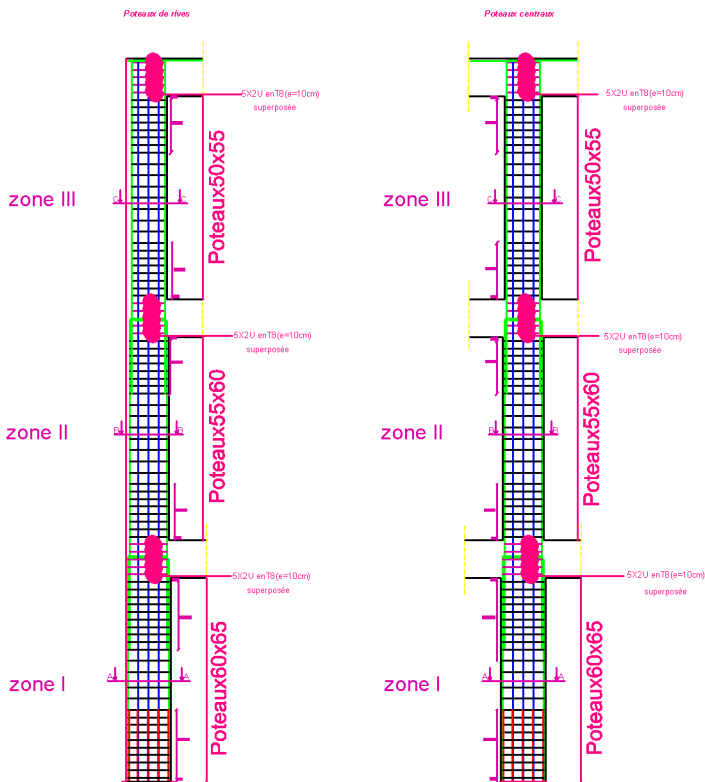
TITRE :

**PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES**

DIRIGER PAR :  
Mr GHOULEM KAMEL

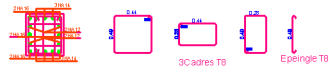
PROMOTION 2014/2015

ECHELLE :



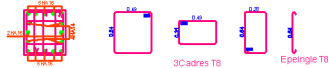
### Coupe C-C

Zonell(6ème,7ème et 8ème étage)



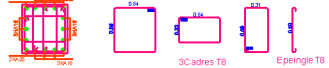
### Coupe B-B

Zonell(2ème,3ème ,4ème et 5ème étage)



### Coupe A-A

Zonell(S-SOL,RDC et 1er étage)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>ETUDIES PAR :</b> Mr AMOKRANE SCRIANE Mr IRENE GHILES	<b>TITRE :</b> <b>PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEUX</b>
<b>DIRIGER PAR :</b> Mr GHOULEM KAMEL	
PROMOTION 2014/2015	FEUILLE :

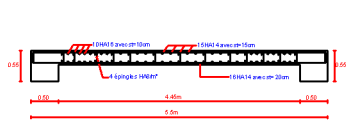
Ferraillage du voile V2 en zone I



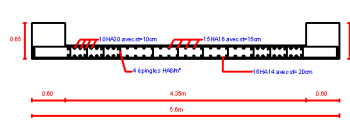
Ferraillage du voile V2 en zone II



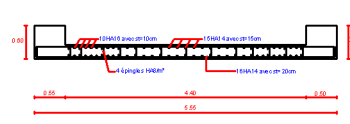
Ferraillage du voile V2 en zone III



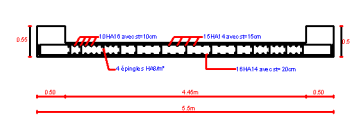
Ferraillage du voile V3 en zone I



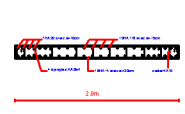
Ferraillage du voile V3 en zone II



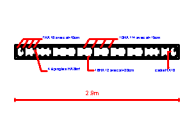
Ferraillage du voile V3 en zone III



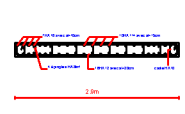
Ferraillage du voile V72 en zone I



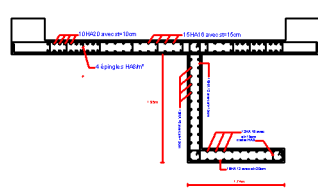
Ferraillage du voile V72 en zone II



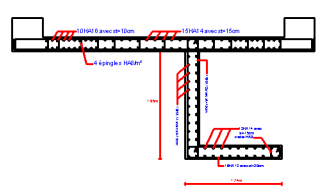
Ferraillage du voile V72 en zone III



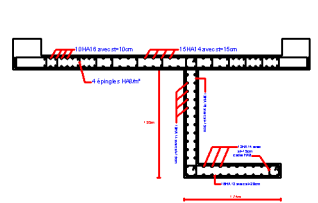
Ferraillage de la dalle machine en zone I



Ferraillage de la dalle machine en zone II

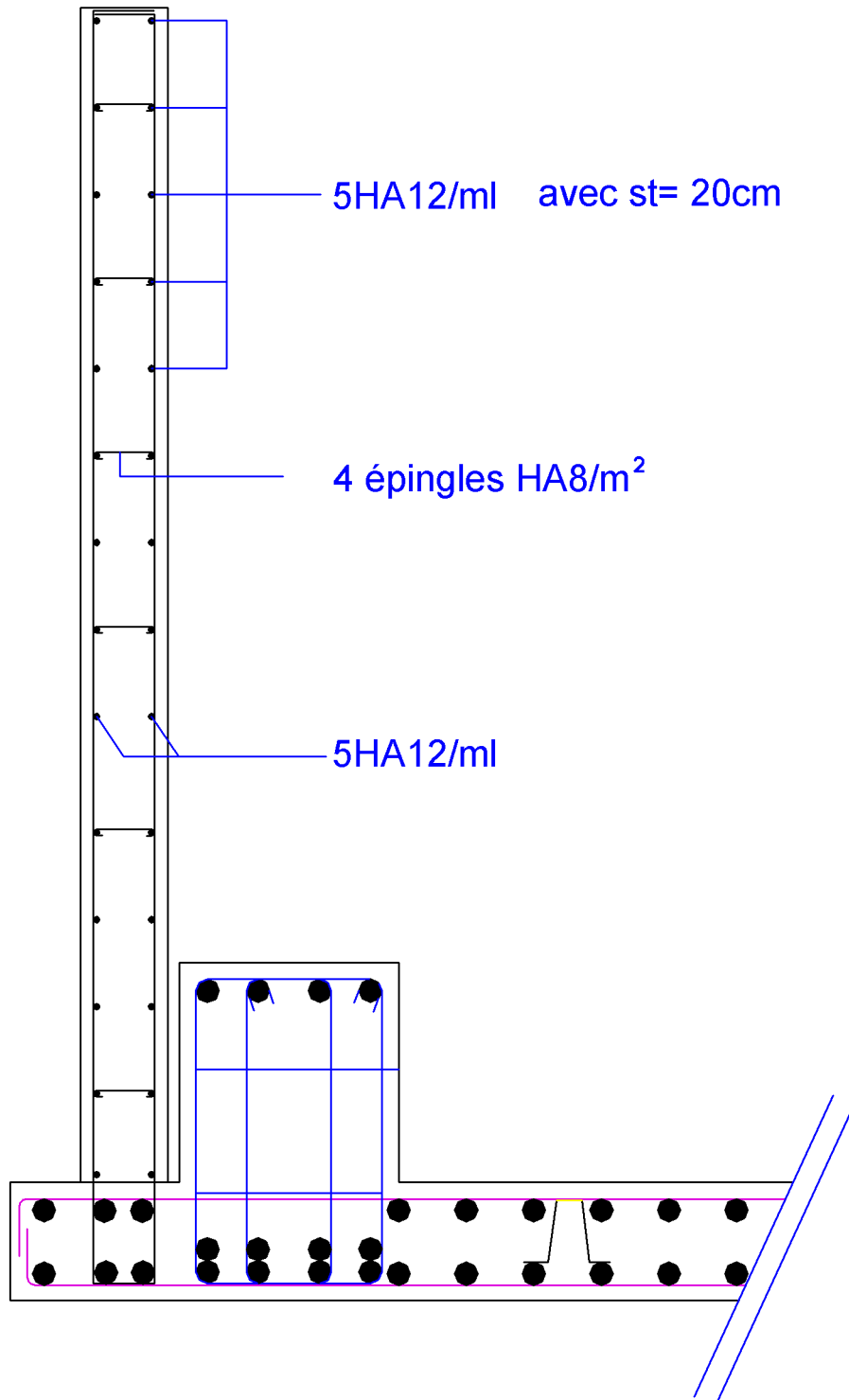


Ferraillage de la dalle machine en zone II



FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDES PAR: Mr AMOKRANE SOPHANE Mr IRENE GHILES	TITRE:
DIRIGER PAR: Mr GHOULEM KAMEL	PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIES PAR :

Mr AMOKRANE SOFIANE

Mr IRENE GHILES

DIRIGER PAR :

Mr GHOUILEM KAMEL

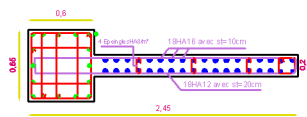
PROMOTION 2014/2015

TITRE :

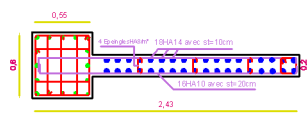
**PLAN DE FERRAILLAGE  
DU MUR PLAQUE**

ECHELLE :

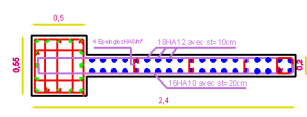
Voiles longitudinales 1 et 6: zone 1.



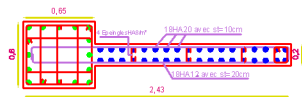
Voiles longitudinales 1 et 6: zone 2.



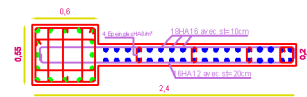
Voiles longitudinales 1 et 6: zone 3.



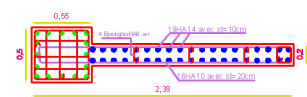
Voiles transversales 1 et 4: zone 1.



Voiles transversales 1 et 4: zone 2.



Voiles transversales 1 et 4: zone 3.



FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIES PAR :  
M<sup>lle</sup> AMCKRANE SOFIANE  
M<sup>lle</sup> IRENE GHILES

TITRE :  
**PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES**

DIRIGER PAR :  
M<sup>l</sup> GHOUILEM KAMEL

PROMOTION 2014/2015

ECHELLE :



# Bibliographie



- **Règlement parasismique algérien (R.P.A 99-Version 2003).**
- **Charges permanentes et surcharge d'exploitation (D.T.R/B.C-2.2).**
- **Règles de conception et de calcul des structure en béton armé C.B.A.93 (DTR-BC 2.41).**
- **Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91-modifiée 99).**
- **Formulaire du Béton armé de Victor DAVIDOVICI.**
- **Cours et TD (Béton, MDS, RDM) des années précédentes.**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**

# Conclusion générale

*La présente étude nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.*

*Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91-modifié99 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.*

*Nous avons aussi pris conscience de de l'évolution considérable du génie civile sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.*

*Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques indispensables ; Il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables : la résistance, la durabilité et l'économie.*

*Nous espérons que ce modeste travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*