

**REPUBLIQUE ALGRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel  
En Génie Civil  
Option Constructions Civiles Et Industrielles**

## *Thème*

***Etude de la structure d'une Clinique R+5 plus  
3SS en portiques plus voiles avec l'application  
ETABS***



Dirigé par :

**M<sup>r</sup>MEGHLAT**

Etudié par :

**M<sup>me</sup>LOUNIS Tilleli**

&

**M<sup>r</sup>OGAL Yacine**

Promotion 2014/2015

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes très chères parents, qui m'ont toujours soutenu,*

*Mes frères : Hocine et Beltaïd*

*Ma chère grand-mère que Dieu nous la garde,*

*Tous mes amis et camarades,*

*A toute la promotion 2014- 2015*

*Yacine*

## REMERCEMENTS

*Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier en premier lieu Dieu qui m'a donné la force d'achever cette étude.*

*On tient aussi à remercier mon promoteur Mr MAGILLAT pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

*Nos remerciements vont également :*

*A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.*

# *Sommaire*

## **Introduction**

<b>Chapitre I</b> : Présentation et description de l'ouvrage .....	p1-p7
<b>Chapitre II</b> : Pré dimensionnement des éléments .....	p8-p27
<b>Chapitre III</b> : Calcul des éléments non structuraux .....	p28-p71
III.1- Acrotère .....	p29-p36
III.2-Escalier .....	p37-p48
III.3-plancher .....	p49-p62
III.4- salle mach .....	p63-p71
<b>Chapitre IV</b> : Etude du contreventement .....	..p72-p83
<b>Chapitre V</b> : Modélisation de la structure et Vérification des exigences du RPA.....	p84-p97
<b>Chapitre VI</b> : Résultats d'étude aux chargements et ferrailage des éléments .....	p98-p147
VI.1- Les poteaux.....	p99-p123
VI.2- Les poutres .....	p124-p138
VI.3- Les voile .....	p139-p147
<b>Chapitre VII</b> : Etude du mur plaque .....	p148-p162
<b>Chapitre VIII</b> : Etude de l'infrastructure.....	p163-p196

## **Plans d'exécution**

## **Conclusion**

## **Bibliographie**

## INTRODUCTION

*Durant des années, notre pays a été victime d'une urbanisation anarchique, celle-ci a été l'une des principales cause de la prolifération des malfaçons dans le domaine du bâtiment, mais après avoir subie de nombreux séisme dévastateurs notamment celui (du 21 mai 2003) qui secoué les régions d'Alger et de Boumerdes, les normes de, sécurité sont devenue de plus en plus strictes, maintenant le facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres , sans oublier le facteur économie qui dépend de la capacité de l'ingénieur a réaliser un bon pré dimensionnement, et a optimisée l'usage des matériaux de construction et a implanté judicieusement sa structure. Nous allons mener à bien notre étude parce qu'une clinique est classée groupe d'usage 1A (Importance vitale selon le RPA)*

*Dans ce qui suit nous allons étudier une Clinique (R+5 plus trois sous-sols) en portique plus voile avec l'application d'ETABS.*

*Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :*

*Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferrailages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier .....etc.).*

*La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :*

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure*
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.*

*Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des de l'infrastructure.*

# Chapitre I

## Présentation de l'ouvrage

## 1-Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'une structure en (R+5+3SS) à usage hospitalier qui sera implantée à Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

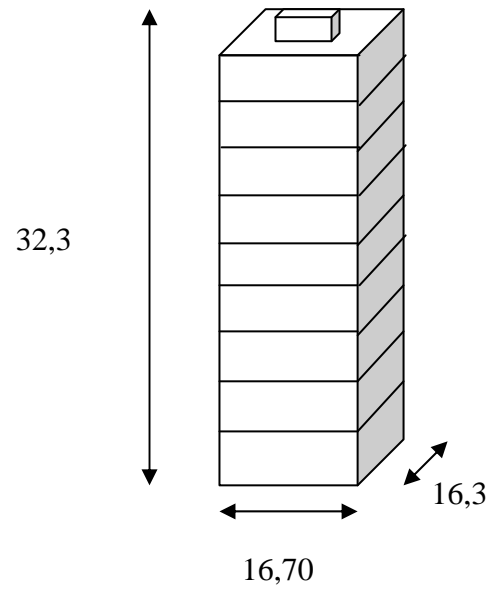
## 2-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale : 32,2 m
- La hauteur du sous sol 1 : 4,08 m
- La hauteur sous sol 2-3 : 3,23 m
- La hauteur du RDC : 3,23 m
- La hauteur d'étage courant : 3,23 m
- La hauteur de la salle machine : 2,28m
- La longueur du bloc :

- Emprise au sol : 16.70m
- Longueur totale : 19.30m

- La largeur du bloc :

- Eprise au sol : 16.30m
- Largeur totale : 18.70m



## 3-Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **B.A.E.L.91 /modifiées.99** ».
- Documents Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations
  - Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93** ».

## 4- Les éléments de l'ouvrage :

### • **L'ossature :**

La stabilité transversale et longitudinale de la structure est assurée par des portiques auto-stables construits de poutres et de poteaux encastrés les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

### • **Plancher :**

les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements (chargés) et surchargés. Les planchers assurent deux fonctions principales :

**1- Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

**2- fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression.

Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (2%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

• **Remplissage :**

On distingue deux types :

-Murs de façade : réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées pour une lame d'air de 10 cm.

-Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

• **Revêtement :**

Il sera réalisé en :

-Carrelage scellé pour les plancher et les escaliers.

-Céramique pour les salles d'eau.

-Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.

-Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

• **Les escaliers :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé à deux volées coulées sur place. Il est prévu également un ascenseur, vu le nombre d'étages supérieur à cinq.

• **Les Consoles :**

Les consoles seront réalisées en corps creux ou en dalles pleines.

• **Acrotère :**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de **60cm**.

• **Elément composant l'infrastructure :**

Le choix de mode de fondations est en fonction de l'importance de l'ouvrage, des surcharges et de la nature du sol.

**5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

**A- Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau; il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL91** et le **RPA99** modifié en **2003**.

**6- caractéristiques physiques et mécaniques :**

**1) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28} \text{ ..... (BAEL 91 / Art 2.1, 11)}$$

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

**2) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la Compression.

Conventionnellement, elle est définit par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ ..... (BAEL91/Art 2.1, 12)}$$

$$\text{Pour } j = 28j, \text{ on a : } f_{tj} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

**7- Contraintes limites :**

**1) Contrainte limite de compression :**

$$f_{bu} = 0,85. f_{c28} / \theta\gamma_b \text{ [MPa] ..... (BAEL91/Art2.1,21)}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \mathbf{f_{bu}} = 14,20\text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \mathbf{f_{bu}} = 18,48 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est < à 1 heure.

**2) Contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

**3) Contrainte de service à la compression :**

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} [\text{MPa}] \quad \sigma_{bc} = 15 [\text{MPa}]$$

**8- Module d'élasticité :**

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

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

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

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

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

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

Pour  $f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$

**2) Module d'élasticité différé :**

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{Art -2.1, 2BAEL}$$

Pour  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPA}$

**3) Module d'élasticité transversal :**

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

Avec :

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

$\nu$  : Coefficient de poisson.

**4) Coefficient de poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

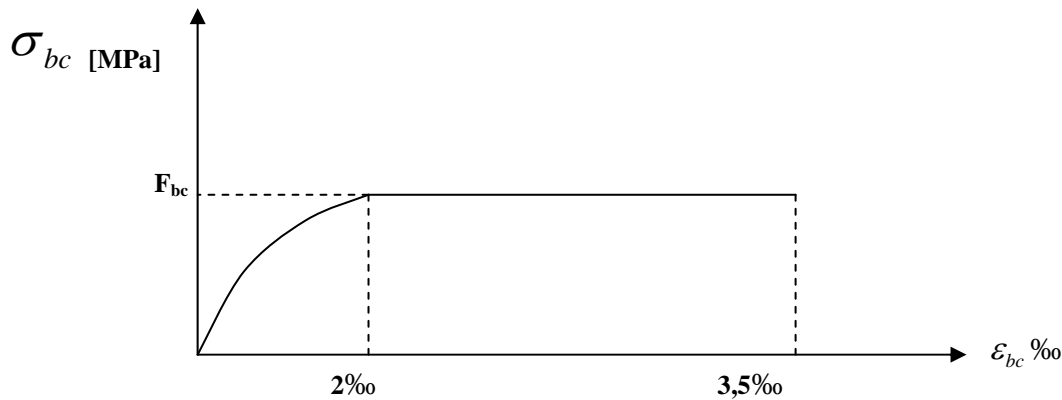
$$\left( \nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \right), \quad \text{Il sera pris égal à : } \dots\dots\dots [\text{Art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifie 99}]$$

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

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

**9- Diagramme contrainte déformation du béton :**

$$F_{bc} = \frac{0,85F_{c28}}{\gamma_b}$$



*Diagramme des contraintes déformations du béton*

**10- les aciers :**

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA)

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

• **Module d'élasticité :**

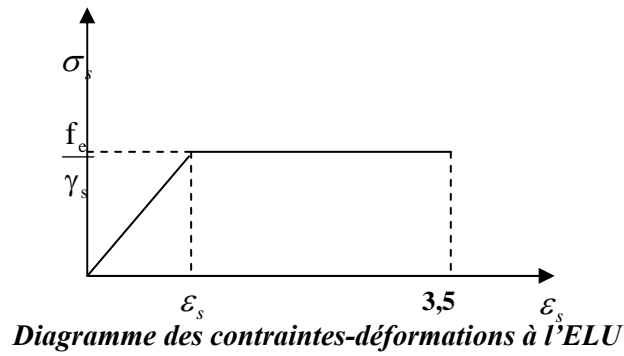
Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200000$  MPa.

• **limite élasticité de l'acier :**

**A ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{array} \right.$
- $\sigma_s = 348$  MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400
- $\sigma_s = 204$  MPa pour les aciers doux FeE240



**A l'ELS :**

**Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

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

$$\sigma_{St} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$$

**Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.

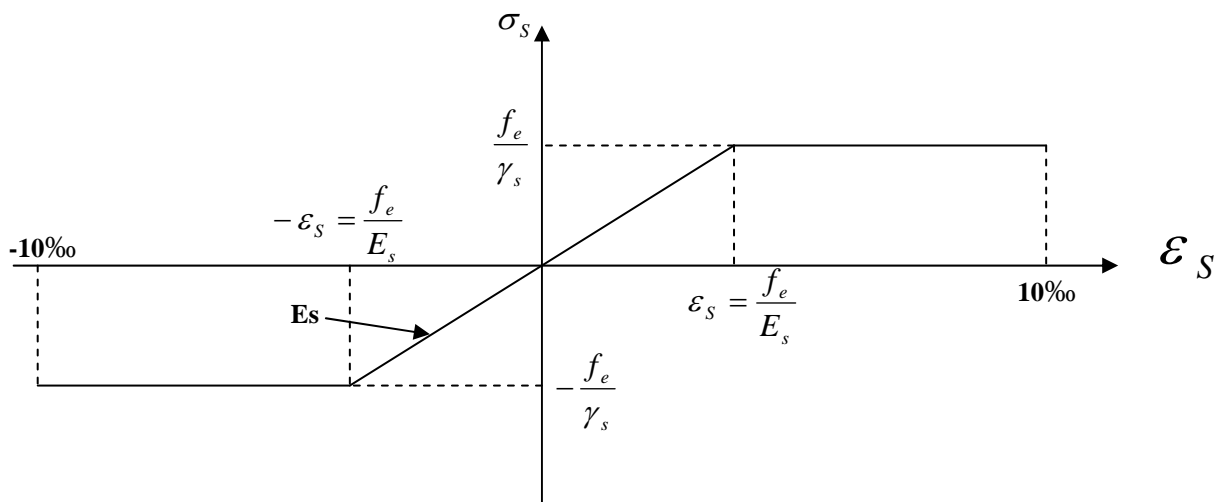
$$\sigma_{St} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  : pour les ronds lisses (rl)

$\eta = 1,6$  : pour les hautes adhérences (HA)



# Chapitre II

# Pré-dimensionnement

**1- Généralités :**

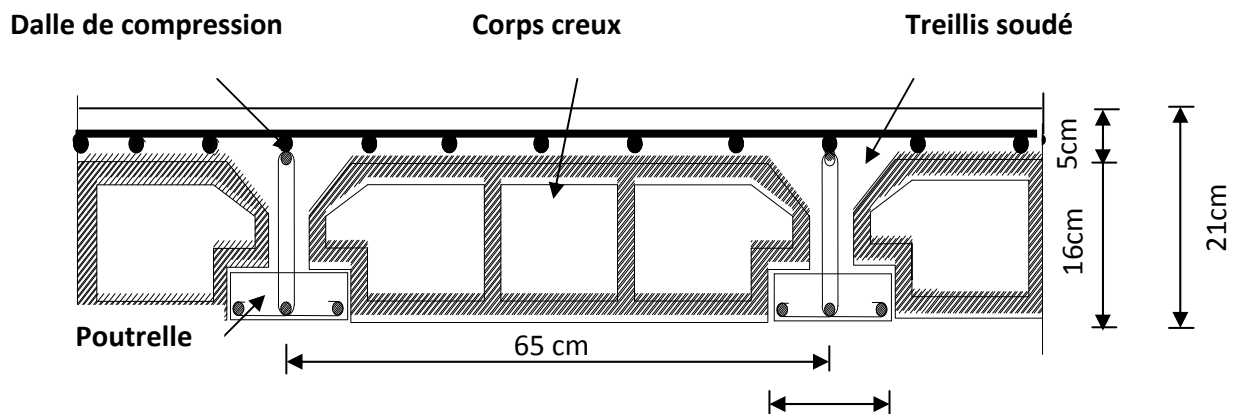
Après la présentation de l’ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d’avoir d’une façon générale l’ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles et les escaliers.

**Les Planchers :(Art B 6-8-4.24/BAEL 91 modifié 99).**

**2-**

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges.



*Figure II.1 :Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.*

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

L’épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d’exploitation de l’ouvrage ne soient par trop élevées à cause des désordres qu’elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur totale du plancher, notée “ $h_t$ ” est donnée par : 
$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur du plancher.} \\ L_{max} : \text{Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles} \end{array} \right.$

Dans notre cas :  $L_{max} = 440 - 20 = 420 \text{ cm}$ .

On aura donc :

$$h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18.66 \text{ cm}$$

**Isolation acoustique :**

Ainsi, on adoptera :  $h_t = 20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants :

$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm pour la hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm pour la hauteur de la dalle de compression} \end{array} \right.$

**3- Les Poutres :(RPA 99 Art 7.5.1)**

D’après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

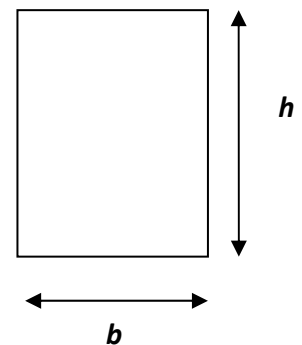
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre,

$b$  : largeur de la poutre,

$L$  : la portée maximum entre nus d’appuis.



**Figure II.2 : Schéma de la poutre**

Par ailleurs, le **RPA 99vs2003** préconise les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l}
 b \geq 20 \text{ cm}, \\
 h \geq 30 \text{ cm}, \\
 \frac{h}{b} \leq 4, \\
 b_{\max} \leq 1,5 + b_1.
 \end{array} \right\} \text{(Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003)}$$

**3-a- Poutres principales :**

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L = 400 - 20 = 380 \text{ cm.}$$

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \quad \Rightarrow \quad 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

Soit : ***h = 40 cm.***

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Soit : ***b = 30 cm.***

**3-b- Poutres secondaires :**

$$L = 440 - 20 = 420\text{cm.}$$

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \quad \Rightarrow \quad 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

Soit :  $h = 35\text{cm.}$

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

Soit :  $b = 30\text{ cm.}$

**3-c- Poutre palière :**

$$L = 440 - 20 = 420\text{cm.}$$

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \quad \Rightarrow \quad 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

Soit :  $h = 30\text{cm.}$

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

Soit :  $b = 35\text{cm.}$

**3-d-Poutre de chaînage :**

$$L = 440 - 20 = 420\text{cm.}$$

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \quad \Rightarrow \quad 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

Soit :  $h = 30\text{cm.}$

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14cm \leq b \leq 24.5cm$$

Soit : ***b = 20cm.***

**4- Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	p.pal	p.ch	vérification
$h \geq 30cm$	40 cm	35 cm	35	30	Vérifiée
$b \geq 20cm$	30 cm	30 cm	30	20	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1.16	1,16	1,5	Vérifiée

**Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003)**

Finalement, on adoptera les dimensions suivantes :

- Poutres principales  $(30 \times 40)cm^2$ .
- Poutres secondaires  $(30 \times 35)cm^2$ .
- Poutres palières  $(30 \times 35)cm^2$
- Poutre de chainages  $(30 \times 20)cm^2$

**5- Les Voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le **RPA99 ADDANDA 2003, Art 7.7.1** ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :  $\ell \geq 4 a$

Avec :

- $\ell$  : portée min des voiles.
- $a$  : épaisseur des voiles

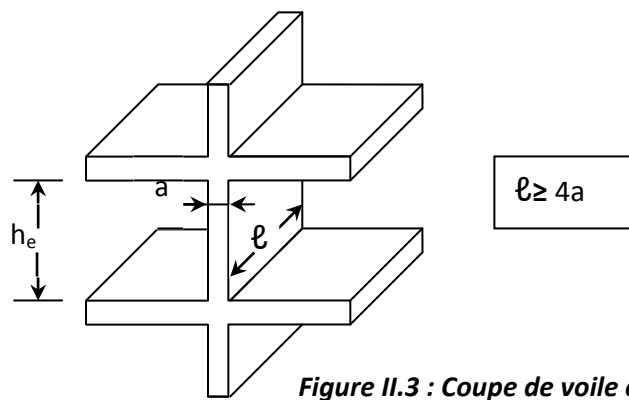


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

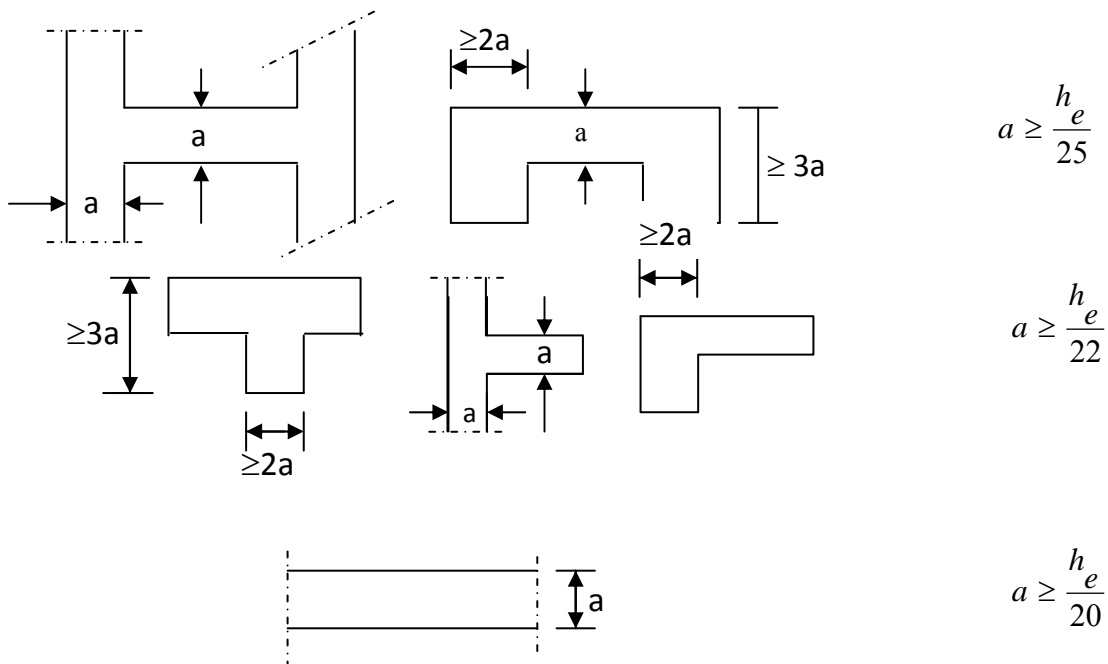


Figure II.4 : Coupes de voiles en plan

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

Dans notre cas,  $h_e =$  hauteur du sous sol 1 = 408 - 21 = 387 cm.

Nous aurons donc :  $a \geq \frac{387}{20} = 19.35cm$ .

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $a = 20 cm$ .

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur ( $\ell$ ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas  $\ell_{min} > 4 a = 80 cm$  ----- *Condition vérifiée.*

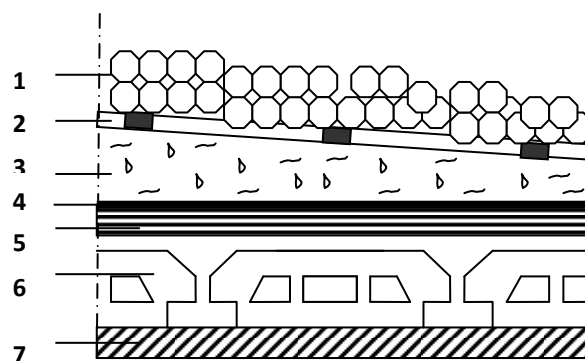
**6-Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

**A. Les charges permanentes :**

**1) Les planchers :**

Nous possédons deux types de planchers :

**a. Plancher terrasse :**



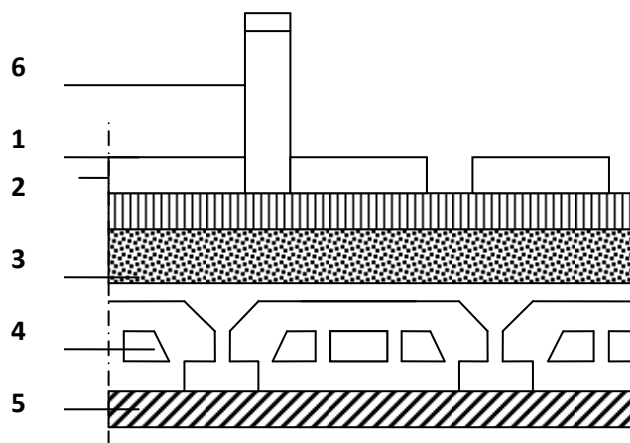
*Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse*

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges <b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_t$				<b>5.83</b>

*Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse*

**b. Plancher étage courant :**



*Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant*

Elles se résument dans le tableau suivant :

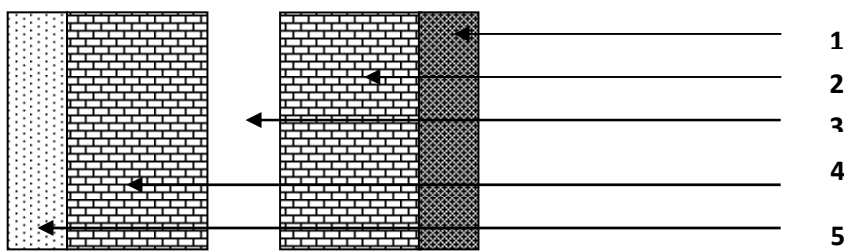
N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale $G_c$				<b>5.56</b>

*Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant*

**2) Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

**a. Murs extérieurs :**



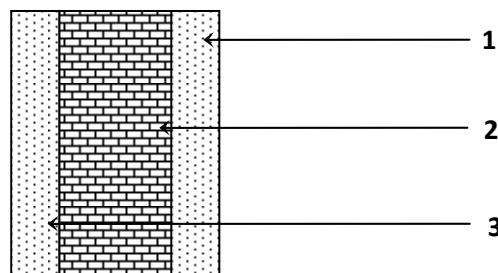
*Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur*

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges <b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.1	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale <b>G<sub>mex</sub></b>				<b>2.36</b>

**Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur**

**b. Murs intérieurs :**



**Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur**

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges <b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale <b>G<sub>mint</sub></b>				<b>1.30</b>

**Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur**

3) Acrotère :  $h_f = 60\text{cm}$ .

La charge permanente  $G_{est}$  :

$$G = 25(0,6 \times 0,1 + 0,1 \times 0,07 + \frac{0,03 \times 0,01}{2}) = 1,71 \text{ KN/m}$$

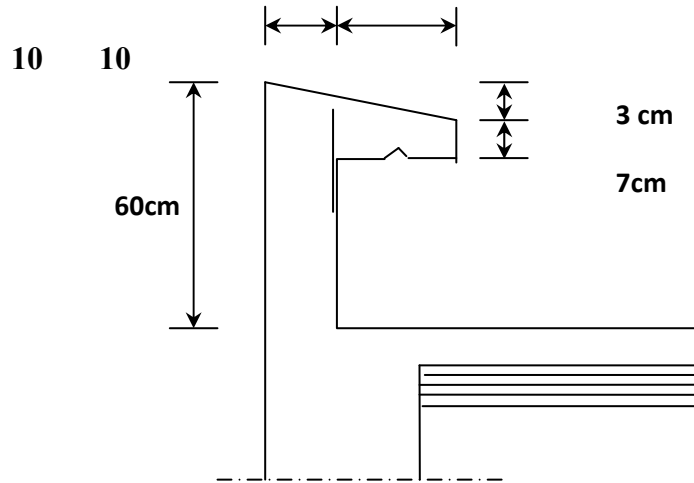


Figure II.10 : Coupe transversale de l'acrotère

7- Surcharges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

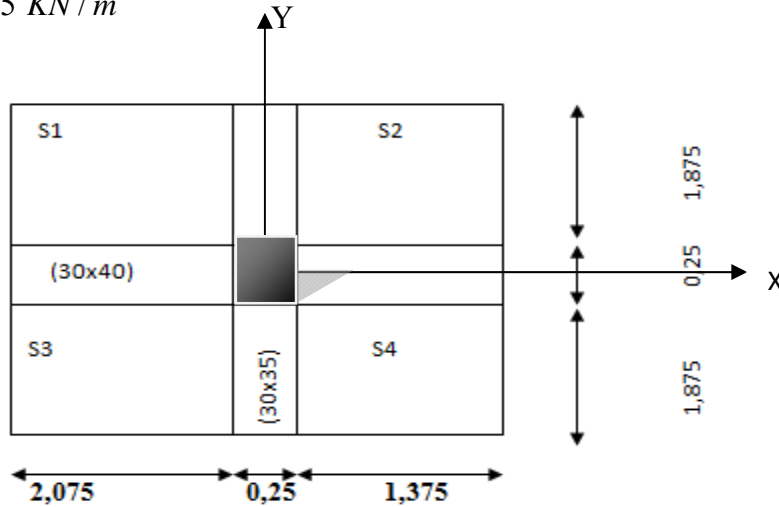
Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges $Q$ (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher SERVICE <i>Etage 1.2.3.5</i>	2.5
Plancher HOSPITALIER ET STOCKAGE <i>SS1, SS2, SS3, RDC, Etage 4</i>	3,5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments

**8- Détermination du poids propre des éléments :**

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$



**a) Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C2).**

$S1 = S3 = 2,075 \times 1,875 = 3,89 \text{ m}^2$   
 $S2 = S4 = 1,875 \times 1,375 = 2,58 \text{ m}^2$

d'où :  $S_t = S1 + S2 + S3 + S4 = 12,94 \text{ m}^2$

**b) Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau (C2):**

• **Poutres principales :**

$G_{ps} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (1,875 \times 2) = 09.84 \text{ KN}$  ----- Avec:  $= 25 \text{ KN/m}^3$

• **Poutres secondaires :**

$G_{pp} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times (2,075 + 1,375) = 9.05 \text{ KN}$

d'où :  $G_t = G_{pp} + G_{ps} = 10,35 + 11,25 = 18.89 \text{ KN}$  ;

**c) Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau (C2):**

• **Plancher terrasse inaccessible :**

$G_{pt} = S_t \times G_{pt}$

$G_{pt} = 12,94 \times 5,83$  d'où :  $G_{pt} = 75.44 \text{ KN}$

• **Plancher courant :**

$G_{pc} = S_t \times G_{pc}$

$G_{pc} = 12,94 \times 5,56$  d'où :  $G_{pc} = 71.94 \text{ KN}$

**d) Calcul du poids propre des poteaux :**

Poteau d'étage courant .....  $G_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,23 = 5,04 \text{ KN}$

Poteau du sous sol 1 : .....  $G_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}$

e) **Calcul des surcharges d'exploitation :**

Section d'influence  $3,7 \times 4 = 14,8 \text{ m}^2$  ----- Terrasse  
 $3,7 \times 4 - (0,25^2) = 14,74 \text{ m}^2$  ----- étage courant

Plancher terrasse inaccessible :.....  $Q = 14,8 \times 1,0 = 14,80 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant :

-Etage à usage de service :  $Q = 14,74 \times 2,5 = 36,85 \text{ KN}$

**(Etages 1,2,3,5)**

-Etage à usage hospitalier :  $Q = 14,74 \times 3,5 = 51,59 \text{ KN}$

**(SS3, RDC, Etage 4)**

-Etage à usage de stockage :  $Q = 14,74 \times 3,5 = 51,59 \text{ KN}$

**(SS1, SS2)**

**9- Les Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge. La section du poteau est donnée par la formule suivante (Art.7.4.3.1 du RPA/2003)

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 3,30$$

où :

- $N_d$  désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- $B_c$  est l'aire ( section brute ) de cette dernière
- $f_{c28}$  est la résistance caractéristique du béton

Selon le **(RPA 99, A7.4.1)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  .....en zone **I et IIa**.
- $Min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  .....en zone **III et IIb**.
- $Min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ .
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

**Remarque :**

L'effort normal «  $N_s$  » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment. Calcul des voiles

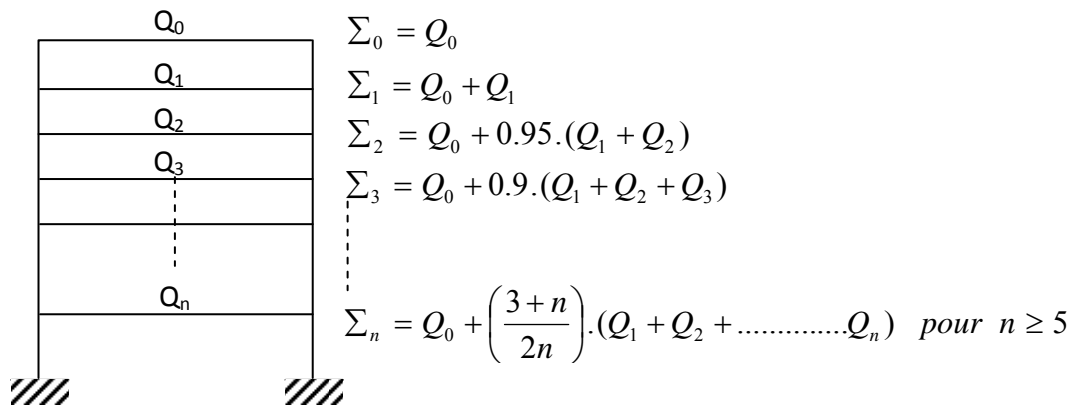
**10- Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

- **Loi de dégression des charges :**

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2, p17**.

loi de dégression est donc définie comme suit :



**Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation**

**Avec :**

- $Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse,
- $Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i),
- $n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas,
- $Q_n$ : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

▪ **Coefficients de dégression de surcharges :**

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

*Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges*

▪ **Les surcharges cumulées  $Q_n$  :**

<b>Niveaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Résultats</b>
<b>Terrasse</b>	$Q_0=1 \times 14,8$	<b>14,8KN</b>
<b>Niveau4</b>	$Q_0+ Q_1=14.8 + 36.85$	<b>51.650KN</b>
<b>Niveau3</b>	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 14,8+0,95(36.85+51.59)$	<b>98.818KN</b>
<b>Niveau2</b>	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 14,8+ 0,90(88.44+36.85)$	<b>127.561KN</b>
<b>Niveau1</b>	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 14,8+ 0,85(125.29+36.85)$	<b>154.319KN</b>
<b>RDC</b>	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 14,8+0,80(164.14+36.85)$	<b>175.592KN</b>
<b>SS3</b>	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 14,8+0,75(200.99 + 51.59)$	<b>194.138 KN</b>
<b>SS2</b>	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 14,8+ 0,71(252.58 + 51.59)$	<b>230.760 KN</b>
<b>SS1</b>	$Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 14,8+0,68(304.17 + 51.59)$	<b>256.717KN</b>

*Tableau II.10 : Dégression des charges d'exploitation*

**Remarque :**

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Nous préconisons les mêmes sections pour l'ensemble des poteaux de chaque niveau, nous préconisons ainsi la nécessité d'augmenter la section du béton pour éviter les risques d'éclatement de ce dernier sous l'effet du sur ferrailage.

ETAGES		Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)			Effort normal	Section trouvée	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
		Poids des poutres	Poids des murs	Poids des planchers	$G_{totale}$	$G_{cumulé}$	$Q_{oe}$	$Q_i$	$Q_n$			$N_s=G_e+Q_e$	$Bc \leq \frac{N_d}{f_{c28,0.3}}$
5		75.44	18.89	/	94.33	94.33	1	14.80	14,8	109.13	145.5	30x30	40x 40
4		71.94	18.89	5,04	90.83	185.16	1	36.85	51.650	236.81	317.44	30x30	40 x40
3		71.94	18.89	5,04	90.83	275.99	0,95	51.59	98.818	374.80	519.61	30x30	40x 40
2		71.94	18.89	5,04	90.83	366.82	0,9	36.85	127.561	594.381	668.68	30x30	45 x 45
1		71.94	18.89	5,04	90.83	457.65	0,85	36.85	154.319	611.969	826.60	30x30	45 x 45
	RDC	71.94	18.89	5,04	90.83	548.48	0,8	36.85	175.59	724.02	979.45	30x30	45 x 45
	SS3	71.94	18.89	5,04	90.83	639.31	0,75	51.59	194.138	833.44	1142.3	30x30	50 x 50
	∞	71.94	18.89	5,04	90.83	730.14	0,71	51.59	230.760	960.900	1302.47	30x30	50 x 50
	∞	65,99	18.89	6.375	90.83	820.97	0,68	51.59	256.717	1077.69	1461.71	30x30	50 x 50

*Tableau II.11 : Récapitulatif de la descente de charge*

**11-Vérification aux exigences du RPA**

Rigidité des poteaux doit être toujours supérieure à celle des poutres,

Dans le cas le plus défavorable :

- *Poteaux :*

$$I_{pot} = a^4/12 = (40)^4/12 = 213333,33\text{cm}^4$$

$$K^{pot} = I/h_t = 660,17.15 \text{ cm}^3$$

- *Poutres :*

$$I_{pout} = b.h^3/12 = 30 \times 40^3/12 = 160000 \text{ cm}^4$$

$$K_{pout} = I_{pout} / l_p = 533,33 \text{ cm}^3$$

$$K_{pot} \square K_{poutre} \text{ ----- Condition vérifiée}$$

**Les sections des poteaux adoptées sont donc :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )
N5, N4, N3	<b>40x40</b>
N2,N1,RDC	<b>45x45</b>
SS3,SS2,SS1	<b>50x50</b>

*Tableau II.12 : Sections des poteaux adoptées*

**12- Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40	$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$Min(b, h) = 40\text{ cm} \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée
45x45	$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$Min(b, h) = 45\text{ cm} \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée
50x50	$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$Min(b, h) = 50\text{ cm} \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée
50x50	$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$Min(b, h) = 50\text{ cm} \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4\text{ cm} \leq 45$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée

**Tableau II.13 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99 (Art 7.4.1)**

**13- Vérification des poteaux au flambement :**

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

Il faut vérifier l’élancement  $\lambda$  des poteaux :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ .

Avec :

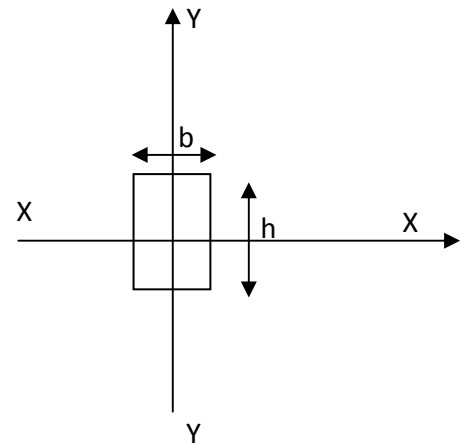
$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ ) ;

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ) ;

$L_0$  : hauteur libre du poteau ;

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ) ;

$I$  : moment d’inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$  ).



D’où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12 \times bh}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

- ◆ Poteaux (50 x 50) :  $L_0 = 4.08 m$ .  $\lambda = 19,78 < 35$ .
- ◆ Poteaux (50 x 50) :  $L_0 = 3,23m$ .  $\lambda = 15,6 < 35$ .
- ◆ Poteaux (45 x 45) :  $L_0 = 3.23 m$ .  $\lambda = 17,40 < 35$ .
- ◆ Poteaux (40 x 40) :  $L_0 = 3.23m$ .  $\lambda = 19,58 < 35$ .

**Conclusion :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments non structuraux**

## Calcul de l'acrotère :

### 1-Introduction :

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

### 2-. Calcul de l'acrotère :

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

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

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

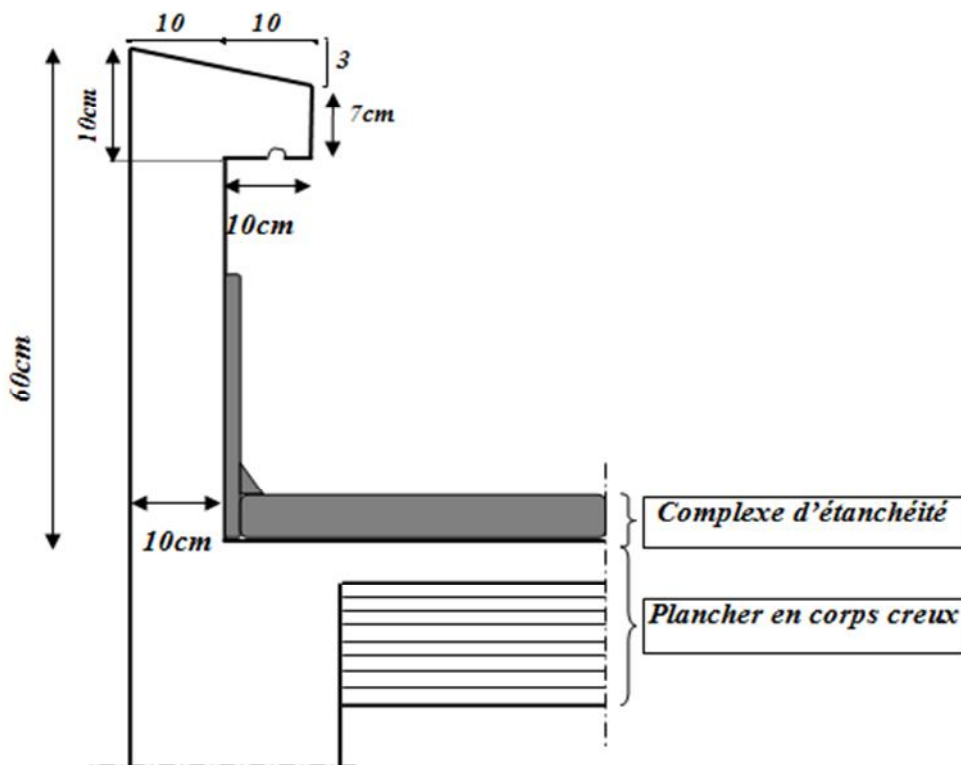
L'acrotère est sollicitée par :

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

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

#### ➤ Dimensions de l'acrotère :

#### Coupe verticale de l'acrotère



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

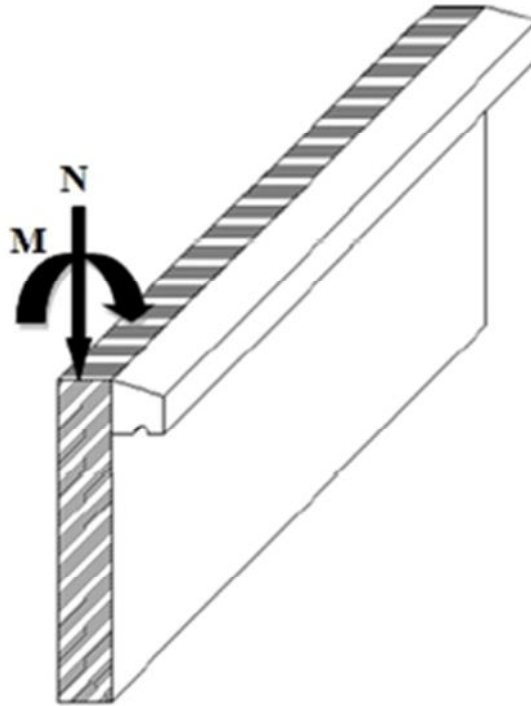
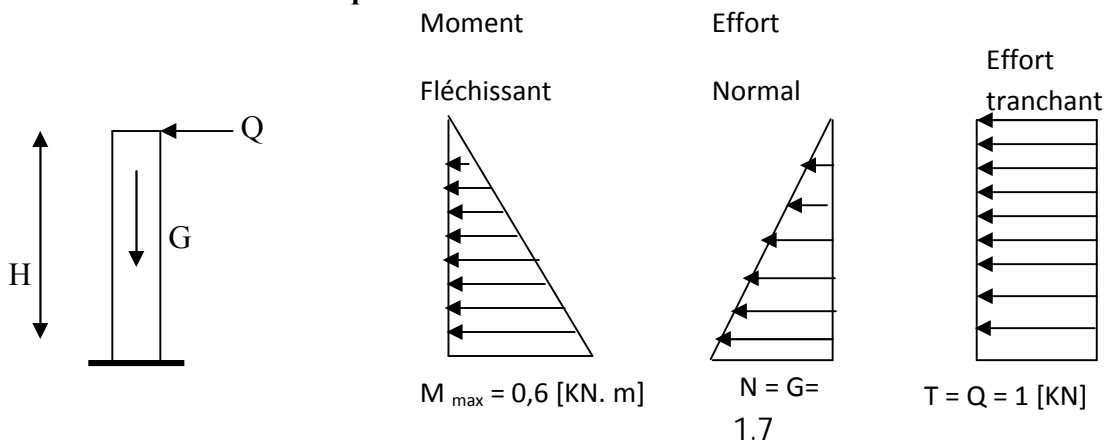


Fig. III.2 : Coupe en 3 de l'acrotère

➤ Schéma statique :



3- Evaluation des sollicitations :

- Effort normal(N) dû au poids propre (G) :  
 $G = \rho S = 25 \cdot 0,067 = 1,7 \text{ kN/ml}$   
 $\Rightarrow N = G \cdot 1 \text{ m} = 1,7 \text{ kN}$

- Effort tranchant (V) :  
 $Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow V = Q \cdot 1 \text{ m} = 1 \text{ kN}$
- Moment de renversement dû à l'échelle( $M_r$ ) :  
 $M_r = QH = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$

**4- Combinaison des charges :**

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

Effort normal de compression :

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

Moment de flexion :

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

- à l'ELS :  $q_s = G + Q$

Effort normal de compression :

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

Moment de flexion :

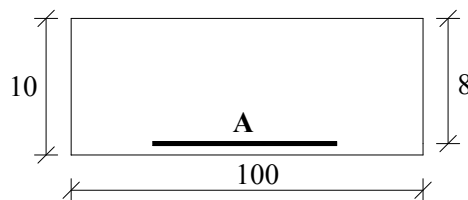
$$M_s = 0,6 \text{ kN.m}$$

**5- Ferrailage de l'acrotère :**

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

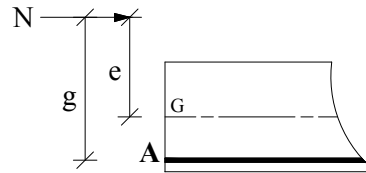
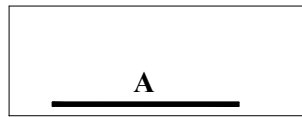
Les dimensions de la section à ferrailer sont les suivantes :

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



**Fig. III.1.2 : Section de calcul**

- l'excentricité :



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

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

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

- Calcul du moment fictif  $M_f$ :

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

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

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

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

- Calcul des armatures fictives en flexion simple :

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

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

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

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

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

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

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

**6- Vérifications :**

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

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

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

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

$A_l = 0,9$  Soit **5 HA 6 = 1,41 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e = 20 cm**

- *armatures de répartition  $A_r$  :*

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

soit **4 HA 6 = 1,13 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e = 18 cm**

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \textit{Fissuration préjudiciable}$$

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

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

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

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

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

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

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

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence

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

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

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

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

.

.

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

On doit vérifier que :

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

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

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

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

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

**7- Vérifications à L'ELS :**

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

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

On doit vérifier la contrainte suivante :

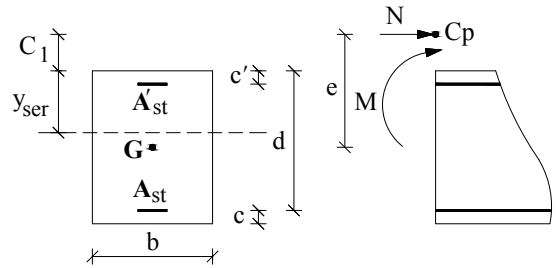
$$\sigma_{bc} = k y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

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

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



Avec :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ns (kN.m)	Ms (kN.m)	h (cm)	es (cm)	c1 (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	P (cm <sup>2</sup> )	q (cm <sup>3</sup> )
1,70	0,60	10	35,29	-30,29	1,41	-2704,61	52432,18
$\Delta$ (cm <sup>6</sup> )	$\Phi$ (rad)	a (cm)	yc1 (cm)	yc2 (cm)	yc3 (cm)	yser=y <sub>ci</sub> + c <sub>1</sub> (cm)	Sxx (cm)
- 4908961045,61	2,890	60,05	34,28	-59,83	25,45	3,98	656,03

- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

- Vérification de la contrainte dans l'acier :

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

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

*Les conditions sont vérifiées.*

**Conclusion :**

On note pour les armatures déjà calculées, à savoir :

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

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

## Calcul des escaliers :

### 1- Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

### 2- Terminologie :

$g$  : giron.

$h$  : hauteur de la contre marche.

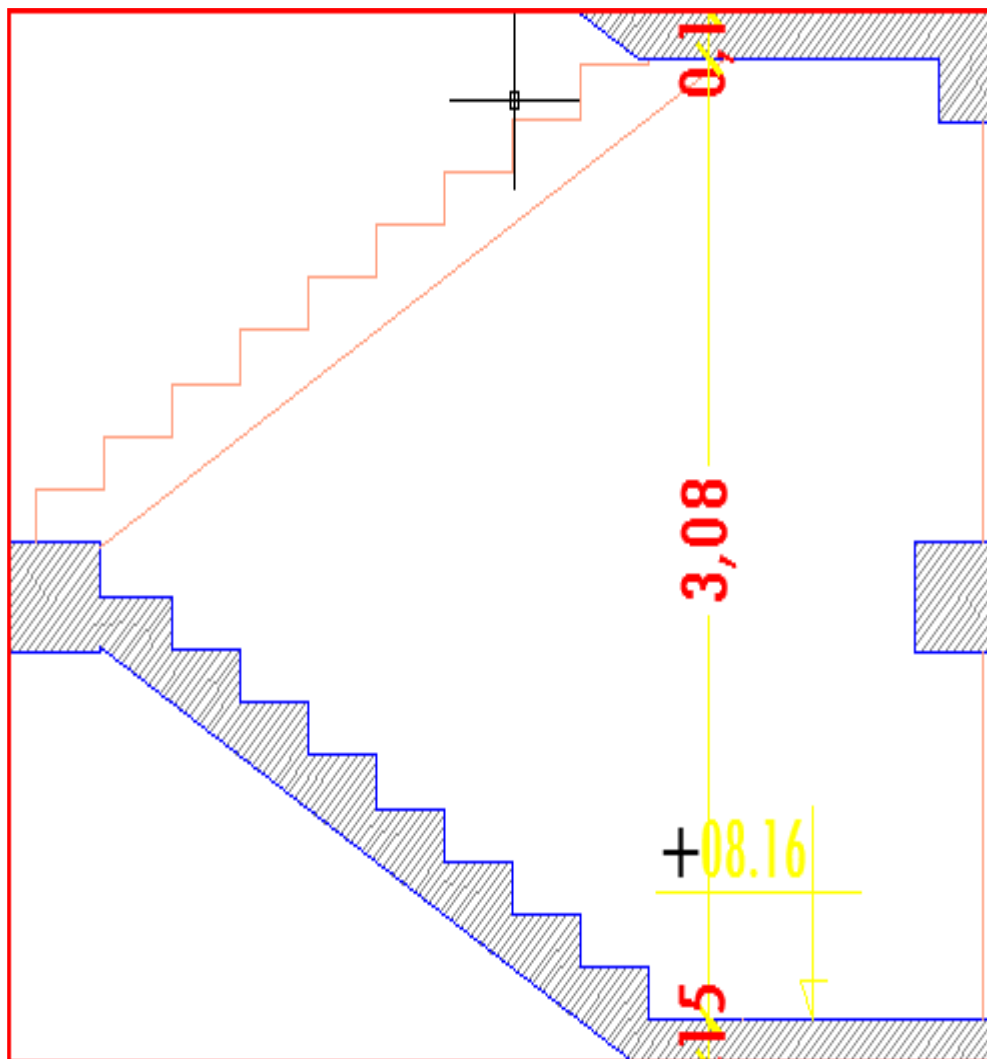
$e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.

$H$  : hauteur d'une volée.

$l_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$l_2$  : largeur de palier.

$L$  : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.



**3- Calcul des escaliers :**

Nos escaliers ont deux volées avec un palier intermédiaire

**4-Dimensionnement de l'escalier :**

**a) Dimensionnement du giron et contre marche :**

Le dimensionnement des marches et des contre marches ainsi que le nombre des marches se fera par la loi de BLONDEL.

**-Contre marche :**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

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

$$n = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19$$

. (  $n$  : nombre de contre marche)

Soit 2 volées à (9 et 10 contres marches)

**- Giron :**

$$28\text{cm} \leq g \leq 35\text{cm}$$

$$L = (n-1) g/2 = (19-1)30/2=270\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{10} = 27\text{cm}$$

**Vérification de la loi de BLANDEL :**

Il faut vérifier que :

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

$$27. + 2 \cdot 17 = 61\text{cm} \quad \dots\dots\dots \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Alors :  **$h=17\text{cm}$**  et  **$g=30\text{cm}$**

**b) Dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :**

L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

$ep$  : épaisseur du palier et de la paillasse

$L_0$  : longueur libre (palier + La portée de la paillasse)

Avec :

$$\text{Tg } \alpha = H/l_j = 1.7/2.7 = 0.629 \dots\dots\dots \alpha = 32.52^\circ$$

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2,70}{\cos 32.52^\circ} + 1.6 = 4.8\text{m}$$

$$L = l_m + l_1 = 4.30 \text{ m}$$

D'ou :

$$\frac{430}{30} \leq ep \leq \frac{430}{20} \Rightarrow 14,3 \leq ep \leq 21,5$$

On opte pour une épaisseur de **15cm** pour la paillasse et le palier de repos.

**5- Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitations :**

**a) Charges permanentes :**

• **La paillasse :**

Poids propre de la paillasse : -----  $(25 \times 0.15) / \cos(29.54^0) = 4.31 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des marches : - - - - -  $(25 \times 0.17) / 2 = 2.125 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du revêtement :

-Couche de sable -----  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

-Mortier de pose -----  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$

-Carrelage -----  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$

-Enduit en ciment -----  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du garde corps (métallique) -----  $= 0,60 \text{ KN/m}^2$

**G = 8,55 KN/m<sup>2</sup>**

• **Palier de repos :**

Poids propre du palier : -----  $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$

Poids propre du revêtement : -----  $= 1,52 \text{ KN/m}^2$

**G = 5,27 KN/m<sup>2</sup>**

**b) Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du **DTR (Art 7.2.4)** qui est la même pour la paillasse et le palier ; **Q = 2,5 KN / m<sup>2</sup>**

**6- Calcul à l'ELU :**

Pour l'étude de l'escalier on prend une bande de 1m de largeur.

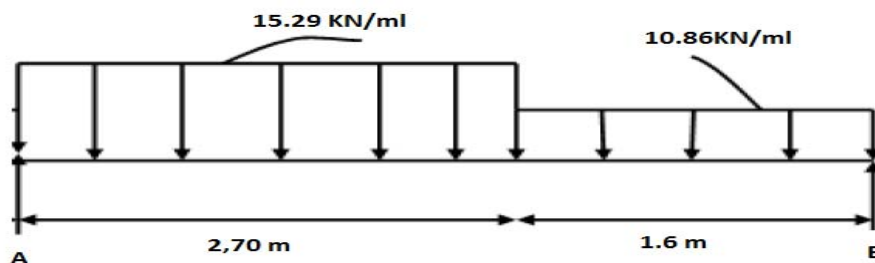
**a) Combinaison des charges :**

• **ELU :**

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

*La paillasse :*  $q_{up} = (1,35 \cdot 8,55 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 1 = 15,29 \text{ kN/ml}$

*Le palier de repos :*  $q_{upr} = (1,35 \cdot 5,27 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 1 = 10,86 \text{ kN/ml}$



*Fig.-Schéma statique de calcul à l'ELU*

**b-Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :**

**1. Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$RA = 31.55 \text{ KN}$$

$$RB = 27.10 \text{ KN}$$

**2. Calcul des efforts internes :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$

$$M_z(X) = -15.29(x^2/2) + 31.55 x$$

Pour  $x=0$  -----  $M_z = 0$

Pour  $x=2.7$  -----  $M_z = 29.46 \text{ KN.m}$

$$T_y(X) = -15.29x - 31.55$$

Pour  $x=0$ -----  $T_y = -31.55 \text{ KN}$

Pour  $X=2.7$ -----  $T_y = 9.73 \text{ KN}$

2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.6\text{m}$

$$M_z(X) = -10.86(x^2/2) + 27.10 x$$

Pour  $x=0$  -----  $M_z = 0$

Pour  $x=1.6$  -----  $M_z = 29.46 \text{ KN.m}$

$$T_y(X) = -10.86x - 27.10$$

Pour  $x=0$ -----  $T_y = -27.10 \text{ KN}$

Pour  $X=1.6$ -----  $T_y = 9.73 \text{ KN}$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$-15.29x + 31.55 = 0 \rightarrow X = 2.06\text{m}$$

$$M_z^{\max}(2.06) = -15.29(2.06^2/2) + 31.55(2.06) = 32.55 \text{ KN.m}$$

**7- Les diagrammes des efforts internes (ELU) :**

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  aux niveaux des Appuis et en travée

Aux appuis :  $M_a = M_b = 0.3 M_z^{\max} = -9.76 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 27.66 \text{ KN.m}$

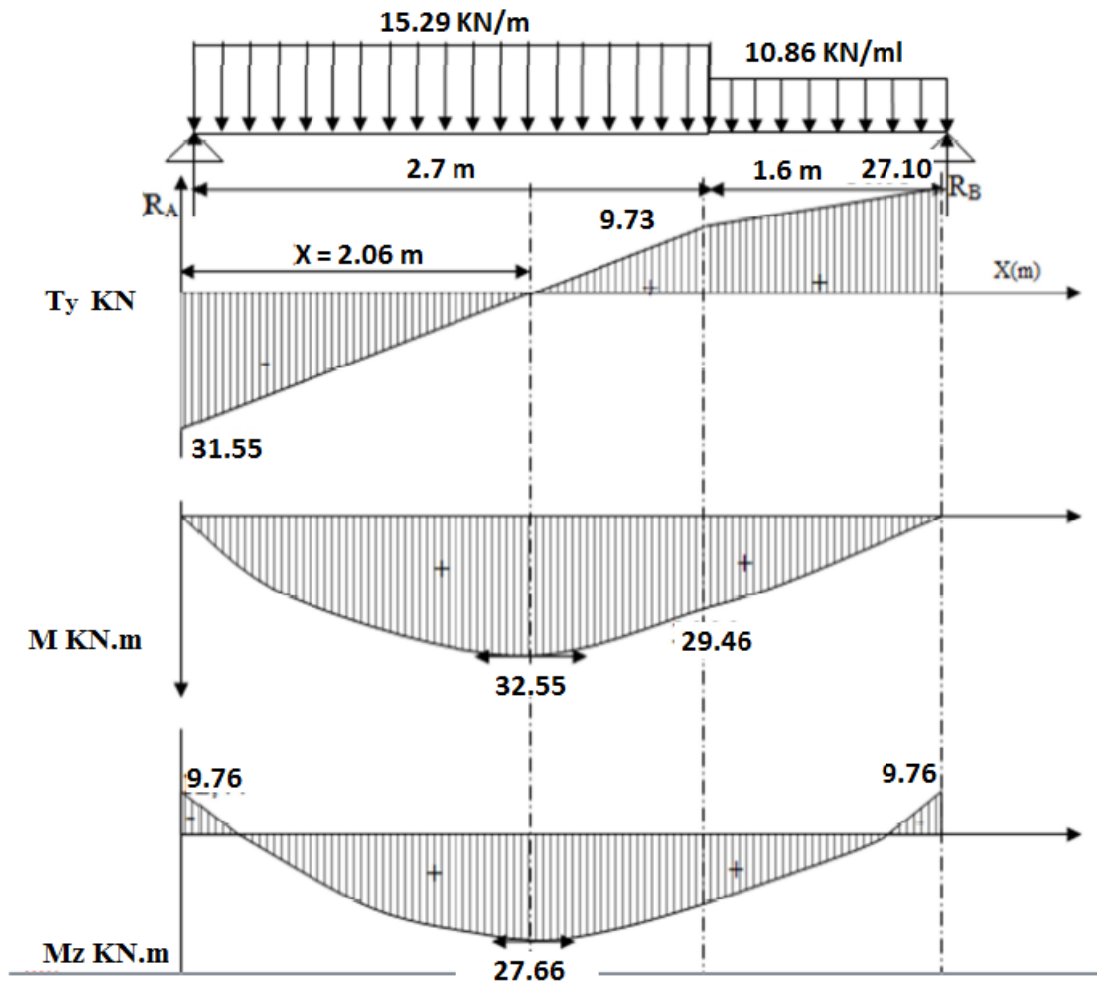


Fig.- Diagramme des efforts internes à l'ELU

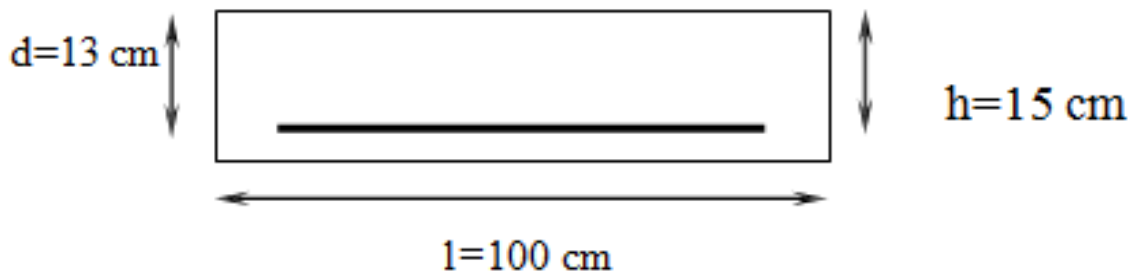
**8- Calcul des armatures :**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts max définis dans le Schéma précédent, pour une section rectangulaire de 1m de longueur.

**1. Armatures longitudinales**

- Aux appuis :

$M_a = 9.76 \text{ KN.m}$



$$F_{bu}=0,85 f_{c28}/\square b=14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{9.76}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,040$$

$$\mu_{ua} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,040 \longrightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.f_{su}} = \frac{9,76 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 13 \cdot 348} = 2,201 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10** /ml = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml avec **St = 25cm**.

- **En travée :**

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{27.66}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,115$$

$$\mu_{ut} = 0,115 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0,115 \longrightarrow \beta = 0,9385$$

$$A_{st} = \frac{27,66 \cdot 10^3}{0,9385 \cdot 13 \cdot 348} = 6.51 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12**/ml = 6,78 cm<sup>2</sup>/ml avec **St = 17cm**.

**2. Armatures de répartition :**

- **Aux appuis**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8**/ml = 2,01cm<sup>2</sup> avec **St = 20cm**.

- **En travée :**

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

Soit : **5HA8**/ml = 2,51cm<sup>2</sup> avec **St = 20cm**

**9- Vérification à l'ELU :**

**1. Condition de non fragilité (Art.4.2.1/BAEL91) :**

$$A_{\min} \geq 0,23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23.13.100. \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **-En travée :**

$$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **-Aux appuis :**

$$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Ancrage des armatures : (Art .A.6.1.23 /BAEL91).**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4. L<sub>s</sub> (Art A.6.253 /BAEL91) :**

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,32 \text{ cm} = 16,93 \text{ cm}$$

Soit **l<sub>c</sub> = 17cm.**

**3. Espacement des barres : (Art .A.6.1.24 /BAEL91).**

Armatures principales : **St ≤ min (3h, 33 cm)**

**Appuis :** 25 cm < 33 cm .....Condition vérifiée

**Travée :** 17 cm < 33 cm .....Condition vérifiée

Armatures de répartitions : **St ≤ min (4h, 45 cm)**

**Appuis :** 20 cm < 45 cm.....Condition vérifiée

**Travée :** 20 cm < 45 cm .....Condition vérifiée

**4. Vérification de la contrainte d'adhérence (Art : 6.1.3/BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{31,55 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 3,14 \times 1 \times 4} = 0,0214 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$  = Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0,0214 < \tau_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**5. Vérification de l'effort tranchant (Art : 5.1.2.1/BAEL91) :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \{3,33MPa, 5MPa\} \text{ (Fissuration peu nuisibles)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{31.55 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,242 < 3,33MPa \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**6. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :**

$$T_u^{\max} = 31.55KN \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 13}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 31.55KN \leq \bar{T}_u = 780KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**7. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :**

$$A_a \geq \frac{\left[ T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]}{\sigma_{st}} = \frac{\left[ 31.55 - \frac{9.76}{0,9 \cdot 0,13} \right]}{348} = -0,149 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

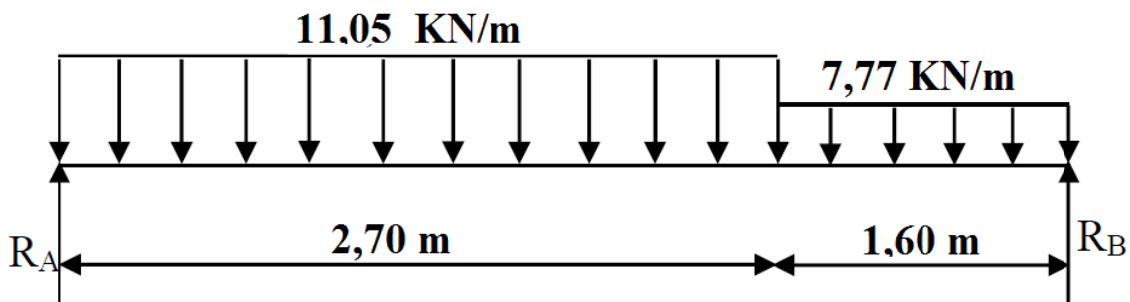
**8. Justification des sections d'appuis (Art : 5.1.3/BAEL91) :**

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{31.55 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 10^{-4}} = 0,906 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 > 0,889 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**10- Vérification à l'ELS :**

q<sub>s</sub> = (G+Q) x 1m  
 La paillasse : 8.55+2.5 = 11.05KN/m  
 Le palier de repos : 5.27+2.5 = 7.77KN/m



**-Fig-: Schéma statique de calcul**

**1. Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$RA = 22.78 \text{ KN}$$

$$RB = 19.49 \text{ KN}$$

**2. Calcul des efforts internes :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$

$$M_z(X) = -11.05(x^2/2) + 22.78 x$$

Pour  $x=0$  -----  $M_z = 0$

Pour  $x=2.7$  -----  $M_z = 21.23 \text{ KN.m}$

$$T_y(X) = 11.05x - 22.78$$

Pour  $x=0$ -----  $T_y = -22.78 \text{ KN}$

Pour  $X=2.7$ -----  $T_y = 7.055 \text{ KN}$

2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.6\text{m}$

$$M_z(X) = -7.77(x^2/2) + 19.49 x$$

Pour  $x=0$  -----  $M_z = 0$

Pour  $x=1.6$  -----  $M_z = 21.23 \text{ KN.m}$

$$T_y(X) = 7.77x - 19.49$$

Pour  $x=0$ -----  $T_y = -19.49 \text{ KN}$

Pour  $X=1.6$ -----  $T_y = 7.055 \text{ KN}$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$-11.05x + 22.78 = 0 \rightarrow X = 2.06\text{m}$$

$$M_z^{\max}(2.06) = -11.05(2.06^2/2) + 22.78(2.06) = 23.48 \text{ KN.m}$$

**11-Les diagrammes des efforts internes (ELU) :**

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  aux niveaux des Appuis et en travée

Aux appuis :  $M_a = M_b = 0.3 M_z^{\max} = -7.044 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 19.958 \text{ KN.m}$

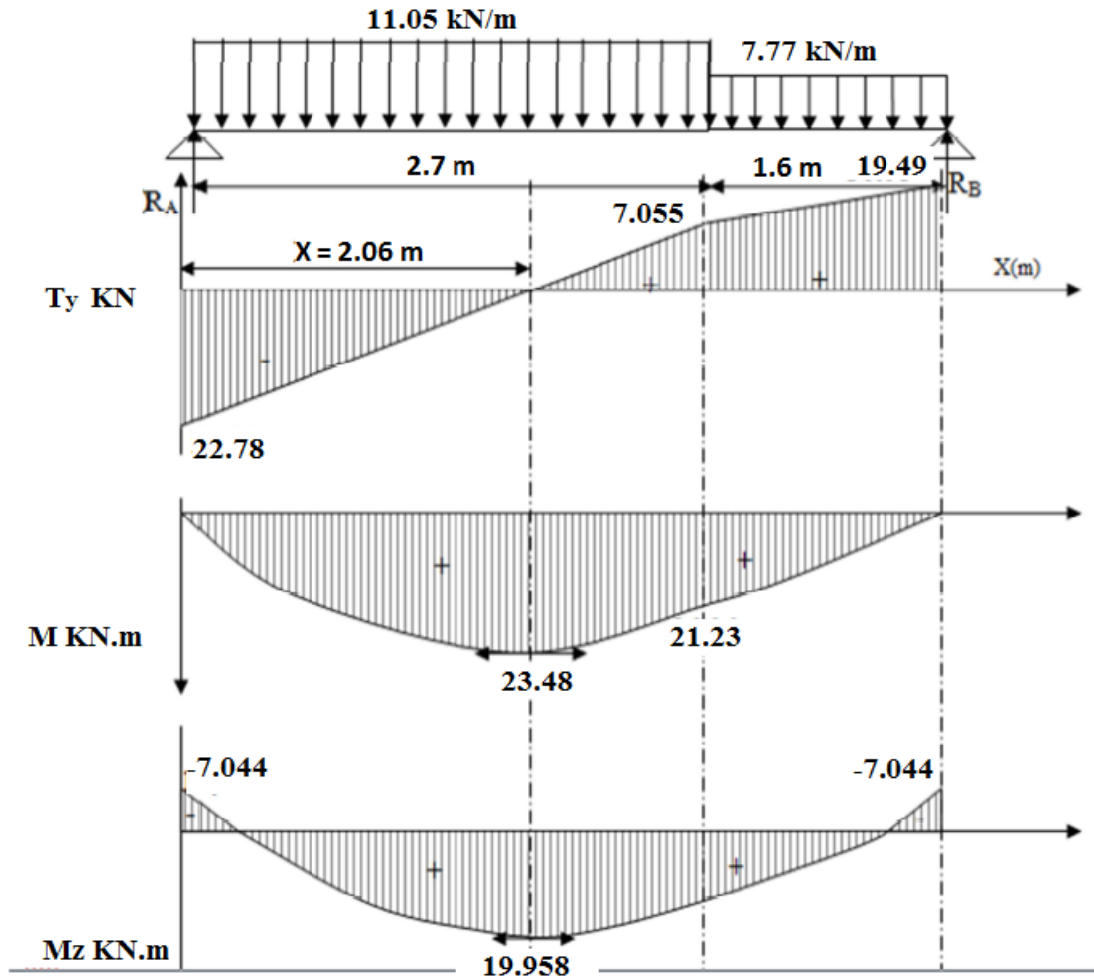


Fig. : Diagramme des efforts internes à l'ELS

**12- Calcul à l'ELS :**

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

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire.

**2. Vérification des contraintes dans les aciers :**

➤ *En travée :*

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 13} = 0,518$$

$$\rho_1 = 0,518 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,892 ; \alpha_1 = 0,324$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,324}{15(1 - 0,324)} = 0,0319$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{19.958 \times 10^{-3}}{0,892 \times 0,13 \times 6.78 \times 10^{-4}} = 253.85 \text{ MPa}$$

253.85 Mpa < 348 Mpa ..... Condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 7.044KN.m$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,245$$

$$\rho_1 = 0,245 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,921 ; \quad \alpha_1 = 0,237$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,237}{15(1 - 0,237)} = 0,020$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{7.044 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,13 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 184.95MPa$$

$$\sigma_{sa} = 184.95MPa < 384MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**3. Vérification des contraintes dans le béton :**

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0319 \times 253.85 = 8.09MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{sa} = 0,020 \times 184.95 = 3.699MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Zone	Ms(max) [KN.m]	As [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]
Travée	19.958	6.78	253.85	8.09	15
Appuis	7.044	3,14	184.95	3.699	15

**Tab : Tableau récapitulatif des contraintes**

**4. État limite de déformation (flèche):**

$$f = \frac{M_t^s \cdot I^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0,86cm$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation diffère.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

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

$$E_v = 10818,88MPa ; \quad M_t^s = 19.958KN.m ; \quad l = 430cm.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$I_0 = b/3 (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{100 \times 13} = 0,0052$$

$$y_1 = \frac{b.h^2 / 2 + 15.A_{st}.d}{b.h + 15.A_{st}} = \frac{100.15^2 / 2 + 15 \times 6,78 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6,78} = 7.84 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.84 = 7.16 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15.A_{st}(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (7.84^3 + 7.16^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 6,78 (7,16 - 2)^2$$

$$I_0 = 31006.22 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00376} = 1.46$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00376 \times 223,86 + 2,1} \right\} = 0,327$$

$$\rightarrow I_{fv} = 23085.40 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{19.958 \times 10^2 \times 430^2}{10 \times 10818,88 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 23085.4} = 0,73$$

Donc :  $f = 0,73 < \bar{f} = 0,86 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.  
 ----- La flèche est vérifiée.

## Plancher en corps creux :

### 1- Introduction :

*Il est constitué de trois éléments :*

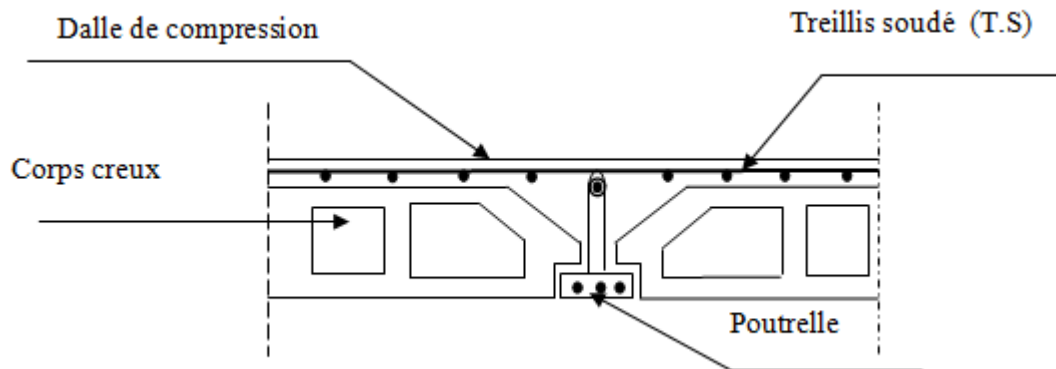
- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait

- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites

- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression



*Fig. II-1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux*

### 2- Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (B.6.8, 423) du B.A.E.L qui sont de :

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

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

l : distance entre axes des poutrelles.

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

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

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,5 / 2 = 0,25\text{cm}^2$$

*\*Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis à soudé de maille (200x200 mm<sup>2</sup>). Le diamètre des aciers est de 4mm soit une section de 0,63cm<sup>2</sup>/ml.*

**3- Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :**

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes : La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 KN/m<sup>2</sup> et la surcharge de l'ouvrier.

-Poids propre :  $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$

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

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

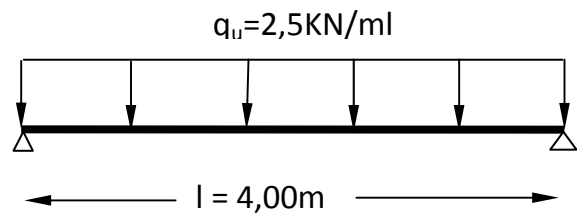
❖ **Ferrailage à l'ELU :**

La combinaison de charges à considérer est :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 2,50 \text{ KN/ml.}$$



*Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression*

**-Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,40^2}{8} = 6.05\text{kN.m}$$

**-Effort tranchant max :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,40}{2} = 5.5 \text{ KN}$$

.

**- Ferrailage :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.05 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.02^2 \times 14,2} = 8.876 > \mu_l = 0,392. \text{ La section est doublement armée.}$$

**Conclusion :**

*Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.*

**4- Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :**

La

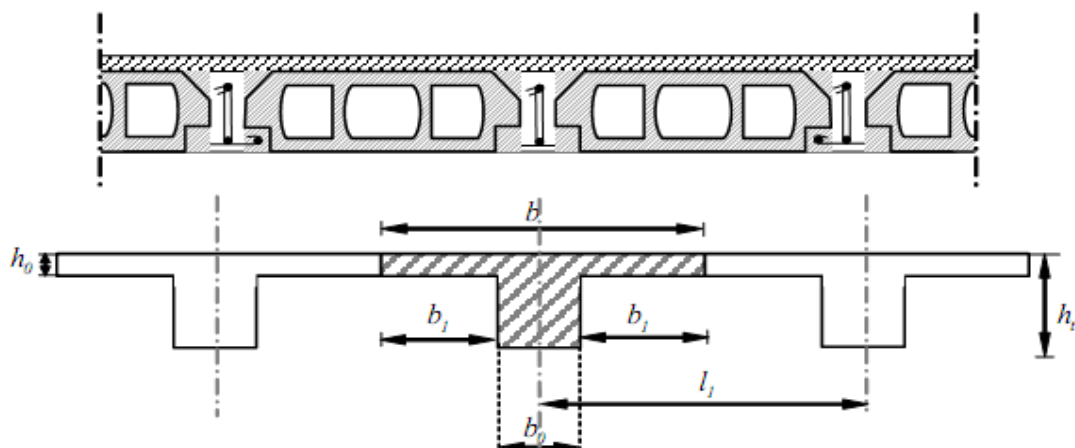
poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

• **Largeur de la table de compression « b » :**

$$B = 2b_l + b_0$$

$$b_l = \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2} \right\} \text{ avec } 6h_0 \leq b_l \leq 8h_0$$

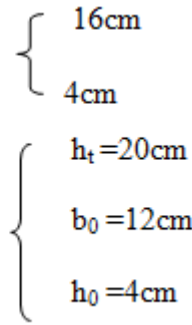
$$b_l = \min \left\{ \frac{390}{10}; \frac{65 - 12}{2} \right\} \text{ avec } 24\text{cm} \leq b_l \leq 32\text{cm}$$



**Fig. III-6 schéma de la table de compression**

Un plancher à corps creux  $\rightarrow h_t = 20$

Donc on a des poutrelles de :



• **Détermination de la largeur "b" :**

$$b_1 \leq \min (L / 2, L_1 / 10, 8h_0)$$

Donc on prend  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$  et  $b = 65 \text{ cm}$

Avec :

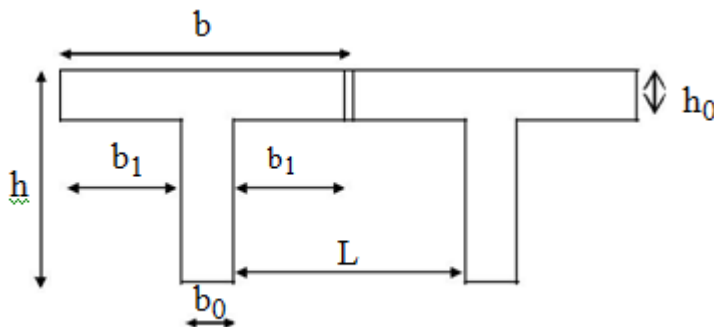
$L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles :  $(65 - 12) = 53 \text{ cm}$

$L_1$  : longueur de la plus grande travée. ( $L = 440 \text{ cm}$ )

$B_0$  : largeur de la nervure. ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ )

$H_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ ).

$L_1, L_2$  : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché



**-Charges et surcharges :**

• ***Poids propre de plancher :***

$$g = G \times 0,65 = 5,77 \times 0,65$$

$$g = 3,750 \text{ KN/ml}$$

• ***Surcharge d'exploitation du plancher :***

$$q = Q \times 0,65$$

$$q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$$

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 2.275 = 8.47 \text{ KN/m}$

**ELS :**  $q_s = G + Q = 3.75 + 2.275 = 6.025 \text{ KN/m}$

**5- Méthode de calcul :**

Vérification des conditions de l'application de la méthode forfaitaire :

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (*BAEL 91-A 6,2*) :

**Condition 01 :** La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$ .

$$2G = 2 \times 3.75 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.27 \leq \max \{7.5, 5 \text{ KN/m}^2\}$$

**Condition 02 :** Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

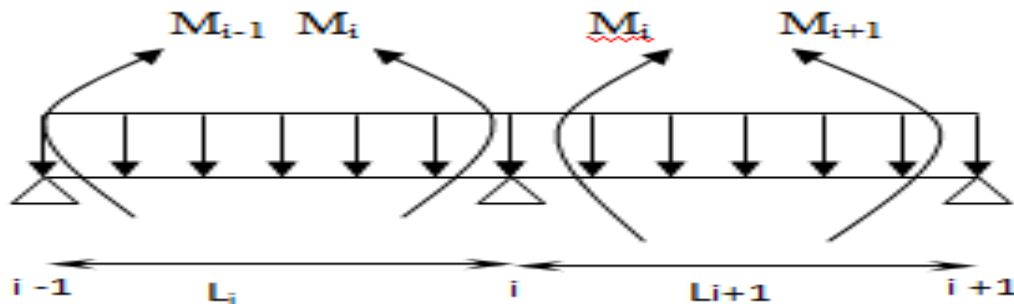
**Condition 03 :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

-Le rapport  $(L_{2-3}/L_{3-4}) = 4.4/3 = 1,47 \dots \dots \dots$  Non..... (Hypo 03 n'est pas vérifiée).

Vu que l'Hypothèse 3 n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Dans ce cas on va utiliser la méthode des trois moments.

**5-1- Méthode des trois moments :**



**5-1-1-Rappels :**

Les équations des trois moments données par les expressions suivantes :

- **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left( \frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$

- **Moments en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q \cdot l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = \theta(x) + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] \quad \dots \quad \theta(x) : \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

**Avec :**

$M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

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

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

$P_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Injectant (2) dans (1) on aura :

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

La position du moment max  $\rightarrow \rightarrow \rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$

**5-1-2-Calcul des moments :**

**-Moments aux appuis :**

- *Appui i=1* :  $6 M_1 + 3 M_2 = -57.17$ ..... (1).
- *Appui i=2* :  $3 M_1 + 12 M_2 + 3 M_3 = -114.34$ ..... (2).
- *Appui i=3* :  $3 M_2 + 14,8 M_3 + 4.4 M_4 = -237.54$ ..... (3).
- *Appui i=4* :  $4.4M_3 + 14.8 M_4 + 3 M_5 = -237.54$  ..... (4).
- *Appui i=5* :  $3 M_4 + 12 M_5 + 3 M_6 = -114.34$ ..... (5).
- *Appui i=6* :  $3 M_5 + 6 M_6 = -57.17$ ..... (6).

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M1 = M6 = - 7.104 \text{ KN/m}$$

$$M2 = M5 = - 4.848 \text{ KN/m}$$

$$M3 = M4 = - 11.614 \text{ KN/m}$$

**-Moments en travée :**

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad X_i = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Puis on remplace dans la formule des moments :

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

On aura :

**Travée 1-2 :**  $x=1.58 \text{ m} : M_{1max} = 3.586 \text{ KN.m}$

**Travée 2-3 :**  $x=1.23 \text{ m} : M_{2max} = 1.598 \text{ KN.m}$

**Travée 3-4 :**  $x=2.20 \text{ m} : M_{3max} = 8.883 \text{ KN.m}$

**Travée 4-5 :**  $x=1.77 \text{ m} : M_{4max} = 1.598 \text{ KN.m}$

**Travée 5-6 :**  $x=1.42 \text{ m} : M_{5max} = 3.586 \text{ KN.m}$

**Remarque :**

*La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :*

- *-Augmentation de 1/3 pour les moments en travées.*
- *-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.*

On trouvera donc :

Longueur	Travée	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]	M <sub>appuis</sub> [KN.m]
3	Travée 1-2	1.58	4.781	-4.736
3	Travée 2-3	1.23	2.130	-3.232
4.4	Travée 3-4	2.20	11.844	-7.743
3	Travée 4-5	1.77	2.130	-3.232
3	Travée 5-6	1.42	4.781	-4.736

Tab-Tableau récapitulatif des moments

**5-1-3-Calcul des efforts tranchants :**

$$V(x) = \theta(x) + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] \quad \dots \quad \theta(x): \text{Effort tranchant isostatique}$$

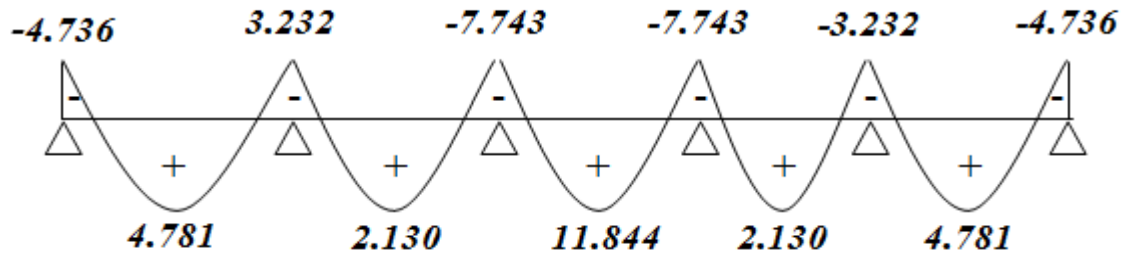
$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

Au niveau d'un appui « i »,  $V(x) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$   
 après  
 Au niveau d'un appui « i+1 »,  $V(x) = -\frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$  } les moments seront en valeur absolue

Travée	Longueur	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>i(x=0)</sub> [KN]	T <sub>i+1(x=l<sub>i</sub>)</sub>
Travée 1-2	3	1.58	4.781	12.203	-13.206
Travée 2-3	3	1.23	2.130	14.208	-11.201
Travée 3-4	4.4	2.20	11.844	18.634	-18.634
Travée 4-5	3	1.77	2.130	11.201	-14.208
Travée 5-6	3	1.42	4.781	13.206	-12.203

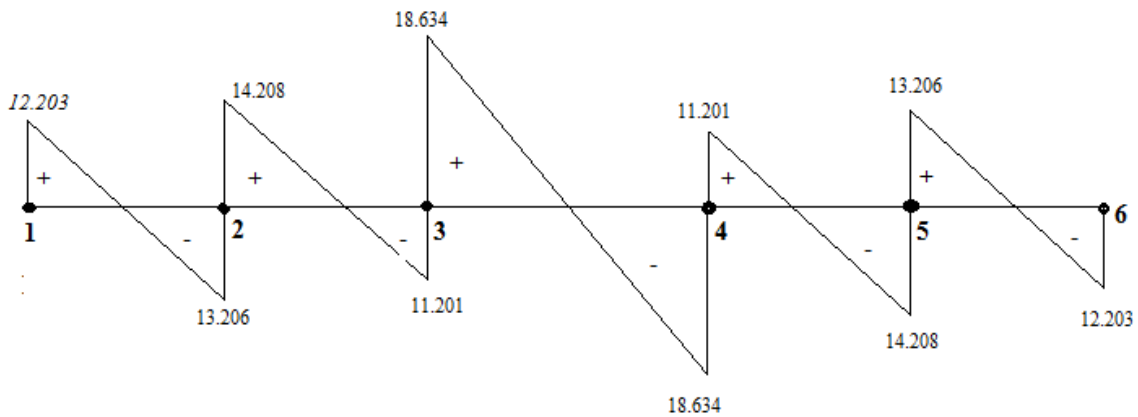
**Les diagrammes :**

- **Moments fléchissant :**



*Diagramme des Moments*

- **Efforts tranchants :**



*Diagramme des efforts tranchants*

**6- Ferrailage :**

**6-1-Armatures longitudinales**

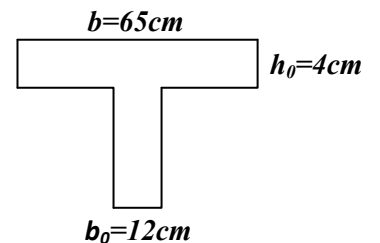
Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments Max en travées et sur appuis.

**a) En travée :**

Le moment max en travée et de : **11.844 KN.m**

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14.16 \text{ MPa}$$



$$M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5 h_0) = 14,16 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,18 - (0,5 \times 0,04)]$$

$$M_{table} = 59,90 \text{ KN.m.}$$

$M_{table} > M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc, nous aurons à calculer une section rectangulaire de section (**b x h**).

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 11.844 / (0,65 \times 0,18^2 \times 14,16 \times 10^3) = 0,039$$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 11.844 / (0,980 \times 0,18 \times 348 \times 10^{-3}) \Rightarrow A_t = 1,93 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**

**b) Sur appuis :**

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 7.743 / (0,65 \times 0,18^2 \times 14,16 \times 10^3) = 0,026$$

$$\mu_b = 0,025 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = M_a / (\beta d f_{su}) = 7.743 / (0,987 \times 0,18 \times 348 \times 10^3) \Rightarrow A_a = 1,25 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons 2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**

**6-2-Calcul des armatures transversales ( art. A.7,2.2 / BAEL 91 ) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par:

$$\Phi_t = \min \{ h/35, b_0/10, \Phi_l \}.$$

h : hauteur totale de la pièce (h=20cm).

$\Phi_l$ : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b_0$  : Largeur d'âme ( $b_0=8\text{cm}$ ).

$$\Phi_t = \min \{ 5,7\text{mm}, 8\text{mm}, 12\text{mm} \} = 5,7\text{mm}.$$

Donc, nous choisirons le  $\Phi_6$ .

**Nous adopterons  $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$**

**- Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

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

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

-La longueur de scellement droit:  $L_s = \Phi f_e / 4 \tau_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,835 = 42,33 \text{ cm.}$

-La longueur d'ancrage mesurée hors crochets:  $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$

**Nb/ :** Les règles de **BAEL 91 (A.6.1.21)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.L_s$  pour les aciers **H.A**

**7- Vérification à L'ELU:**

**1- Condition de non fragilité:**

-**Sur appuis:**  $A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$

$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

-**En travée:**  $A_t = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**2- vérification au cisaillement : ( art. A.5,1.1 / BAEL 91 )**

$\tau_u = V_u / (b_0.d) = 18.634 \times 10 / (12 \times 18) = 0,862 \text{ Mpa.}$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  condition vérifiée .

**8- Vérification a l'ELS**

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

$q_s = G+Q=6.025 \text{ KN/m}$

$q_u = 8.47 \text{ Kn.m}$

$q_s/q_u = 6.025/8.47 = 0.711$

• **Moments fléchissants :**

1. **Sur appuis :**  $M_{ser} = 7.743 \times 0.711 = 5.505 \text{ KN.m}$

2. **En travées :**  $M_{ser} = 11.844 \times 0.711 = 8.421 \text{ KN/m}$

**8-1- Vérification de la résistance à la compression de béton:**

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

• **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3 \phi_{10} = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.2,35}{12.18} = 1,0879 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1-0,432)} = 0,0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8,421 \cdot 10^{-3}}{0,856 \cdot 0,18 \cdot 2,35 \cdot 10^{-4}} = 232,56 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0507 \cdot 232,56 = 11,79 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :  $A_s = 2 \phi 10 = 1,57 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 18} = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,891 \rightarrow \alpha_1 = 0,327$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,327}{15(1 - 0,327)} = 0,0324$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,78 \cdot 10^{-3}}{0,891 \cdot 0,18 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}} = 208,57 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0324 \times 208,57 = 6,75 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

**8-2- Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions (Fissuration peu préjudiciable) ;

**En travée :**

$$\sigma_s = 232,56 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**8-3-Vérification à la flèche :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peu admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 440 \text{cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \dots\dots \text{condition non vérifiée.}$

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots (2).$

•  $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (3).$

•  $L < 8,00 \text{m} \dots\dots\dots (4).$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f}$$

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,88 \text{MPa}$$

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

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15)

$$\nu = \max \left[ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$Y_1$  : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot Y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 8} = 0,01088$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 2,35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,35}$$

$$Y_1 = 7,09 \text{cm}$$

$$Y_1 = h - y_1 = 12,91 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,09^3 + 12,91^3] + 4(65 - 12) \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,53 \cdot (12,91 - 2)^2$$

$$I_0 = 19900,644 \text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,01088} = 1,5115$$

$$\nu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01088 \times 232,56 + 2,1}; 0 \right] = 0,827$$

$$\rightarrow I_{Fv} = \frac{1,1 \times 19900,644}{1 + 0,827 \times 1,5115} \quad I_{Fv} = 9729,15$$

$$f = \frac{M_i^s x L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$f = \frac{8.421 \times 10^3 (440)^2}{10 \times 10818,88 \times 10^3 \times 10^{-4} \times 9729.15}$$

$$f = 0,3280 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \rightarrow \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Calcul d'espacements:**

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition:  $St = \min \{ 0,9d, 40\text{cm} \} = \min \{ 16,2\text{cm}, 40\text{cm} \} = 16,2\text{cm}.$

*Nous prendrons  $St=15\text{cm}.$*

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$At.f_e / b_0.St \geq 0,5 \text{ Mpa.}$$

$$0,57 \times 100 \times 400 / 80 \times 150 = 1,9 \text{ Mpa} > 0,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque:**

*Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égal à  $St / 2 = 7,5 \text{ cm}$*

## La salle machine :

### 1) Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **9 t** ; répartie sur une surface de **(0,8 × 0,8) m<sup>2</sup>** transmise par le système de levage de l'ascenseur. On doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de, dimensions **(1,30×2,20) m<sup>2</sup>** appuyée sur ses **4** cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau de 90 t.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients Permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

### 2) Dimensionnement :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{220}{30} = 7,33cm$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur **de 15cm**.

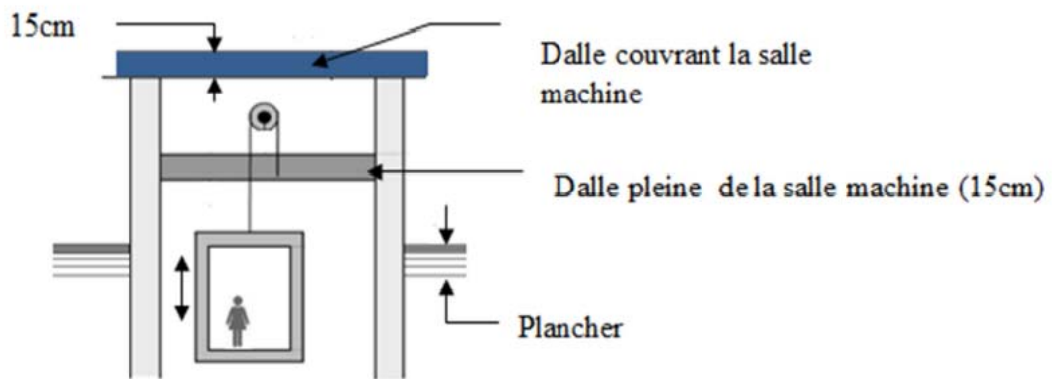


Fig. III-4-1 : Représentation de l'ascenseur

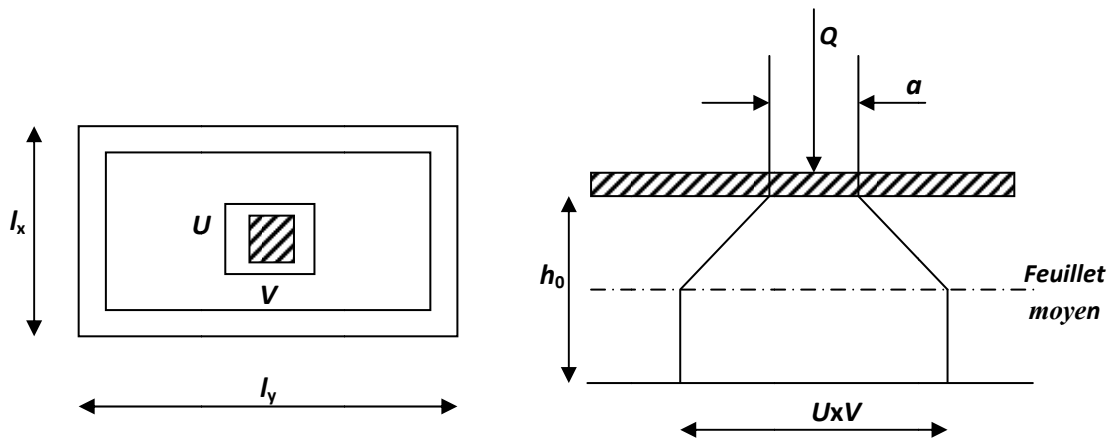


Fig. III-4-2 : Dimensions de l'ascenseur

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact ( $U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$ )

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

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

$e$  : Epaisseur de revêtement ( $e = 5$ )

$\xi$  : Revêtement en béton ( $\xi = 1$ )

Donc :

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

**3) Calcul des moments  $M_x$  et  $M_y$ :**

**A. Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage**

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

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

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

**Après l'interpolation :**

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,6 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{130} = 0,80 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{220} = 0,47 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,087 \text{ et } M_2 = 0,0474$$

- A l'ELU:  $M_{x1} = q M_1$   
 $M_{y1} = q M_2$

Avec:

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 9000 + 1.5 \times 0 = 12150 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{x1} = 12.15 \times 0.087 = 1.05 \text{ t.m} = \mathbf{10.57 \text{ KN/m}}$$

$$M_{y1} = 12.15 \times 0.0474 = 0.58 \text{ t.m} = \mathbf{5.75 \text{ KN/m}}$$

- A l'ELS:  $M_{x1} = q M_1 + 0.2 M_2$   
 $M_{y1} = q M_2 + 0.2 M_1$

Avec

$$P_s = 9 \text{ t/ml}$$

$$M_{x1} = 9 \times 0.0870 + 0.2 \times 0.474 = 1.15 \text{ t.m} = \mathbf{8.78 \text{ KN/m}}$$

$$M_{y1} = 9 \times 0.0474 + 0.2 \times 0.087 = 0.59 \text{ t.m} = \mathbf{4.44 \text{ KN/m}}$$

**B. Les moments dû au poids propre de la dalle pleine  $M_{x2}; M_{y2}$  :**

$\rho = 0,59 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travail dans les **deux** sens.

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

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

• A l'ELU :

$$\rho = 0,59 \Rightarrow \mu_x = 0.0825$$

$$\mu_y = 0.292$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1,5 \times 1 = 8.047 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0825 \times 8.047 (1.3)^2 = \mathbf{1.12 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y2} = 0.292 \times 1.12 = \mathbf{0.327 \text{ KN.m}}$$

• A l'ELS

$$\rho = 0,59 \Rightarrow \mu_x = 0.0873$$

$$\mu_y = 0.465$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0873 \times 5.85 (1.3)^2 = \mathbf{0.86 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y2} = 0.465 \times 0.86 = \mathbf{0.4 \text{ KN.m}}$$

**C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

• A l'ELU

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = \mathbf{11.69 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = \mathbf{6.077 \text{ KN.m}}$$

• A l'ELS

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = \mathbf{9.64 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = \mathbf{4.48 \text{ KN.m}}$$

**Verifications:**

$$M_y / M_x = 4.48 / 9.64 = 0,502 \geq 0.25 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

*Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée). Les moments seront réduits de **15%** en travée, et de **70%** en appuis*

**4) Le ferrailage:**

❖ *Dans le sens x-x : (suivant la petite portée)*

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.69 = \mathbf{9.94 \text{ KN/m}}$$

$$M_a^x = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 11.69 = \mathbf{3.51 \text{ KN/m}}$$

• **En travée :**

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 9.94 / 1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.041$$

$$\mu_b = 0.041 \Rightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \mathbf{2.24 \text{ cm}^2}$$

Soit **5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> ----- S<sub>t</sub> = 20 cm**

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 3.51 / 1.0 \cdot 13^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3 = 0.014$$

$$\mu_b = 0, 014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \mathbf{0.78 \text{ cm}^2}$$

Soit **5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> ----- S<sub>t</sub> = 20 cm**

❖ **Dans le sens y-y : (suivant la grande portée)**

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.077 = \mathbf{5.16 \text{ KN/m}}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 6.077 = \mathbf{1.82 \text{ KN/m}}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 1.82 / 1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.007$$

$$\mu_b = 0.007 \Rightarrow \beta = 0,9965$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \mathbf{0.42 \text{ cm}^2}$$

Soit **5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> ----- S<sub>t</sub> = 20 cm**

• **En travée :**

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 5.16 / 1.0 \cdot 13^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3 = 0.017$$

$$\mu_b = 0, 017 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \mathbf{1.19 \text{ cm}^2}$$

Soit **5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> ----- S<sub>t</sub> = 20 cm**

.  
.
   
.

**5) Vérification à l'ELU :**

**A. Espacements des armatures :**

❖ **Sens principal (// l<sub>x</sub>) :**

-Armatures supérieurs :

$$St = 20cm < \min \{2.h; 25cm\} = 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Armatures inférieurs :

$$St = 20cm < 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens secondaire (// l<sub>y</sub>) :**

$$St = 20cm < \text{Min} \{2.h; 25cm\} = 25cm$$

❖ **Diamètre maximal des barres :**

$$\Phi_{\max} \leq h / 10 = 150/10 = 15mm.$$

$$\Phi = 10 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99Art 4-2-) :**

❖ **Direction principale :**

$$W_x = A_x / bh \geq W_0 (3 - \alpha) / 2 \Rightarrow A_x \geq W_0 b h (3 - \alpha) / 2.$$

avec  $A_x$  : section minimale d'armatures.

$bh$  : section totale de béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier FeE400).

$$A_x \geq W_0 bh (3 - \alpha) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.59) / 2 = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 3.92 \text{ cm}^2 \geq A_x \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Direction secondaire :**

$$A_y \geq W_0 b h (3 - \alpha) / 2.$$

$$A_{\text{adop}} = 3.92 \text{ cm}^2 \geq A_x \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**C. Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99Art 8-2-42.) :**

• **Sens principal (// l<sub>x</sub>) :**

-Armatures supérieurs :

$$St = 20cm < \min \{2.h; 25cm\} = 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Armatures inférieurs :

$$St = 20cm < 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens secondaire (// l<sub>y</sub>) :**

$$St = 20cm < \text{Min} \{2.h; 25cm\} = 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**D. Condition de non poinçonnement :**

La condition est vérifiée si:

$$Q_u \leq (0,045 \mu_c h f_{c28}) / \gamma_b$$

$$Q_u \leq (0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times 25 \times 1000) / 1,5 = 708.75KN.$$

$$Q_u = 9 \text{ t} \leq 70,75 \text{ t.}$$

..... Condition vérifiée

$Q_u$ : charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$ : périmètre de contour.

$$\mu_c = 2(U+V) = 4.2m.$$

$h$ : épaisseur totale de dalle

**E. Contrainte tangentielle**

Les efforts max au voisinage de la charge :

❖ **Au milieu de U :**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{3.l_y} = \frac{9}{3 \times 2.2} = 1,666...tonnes$$

❖ **Au milieu de V :**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2.l_y + l_x} = \frac{9}{2 \times 2.2 + 1,3} = 1,57...tonnes.$$

On doit vérifier que ..

$$\tau_u = \frac{1.666.10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0,0013MPa < 3,33MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**6) Vérification à l'ELS :**

Les moments précédemment calculés, seront réduits de **15%** en travée et de **70%** en appuis.

❖ ***Dans le sens x-x : (suivant la petite portée)***

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.64 = \mathbf{8.19KN/m}$$

$$M_a^x = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 9.64 = \mathbf{2.89 KN/m}$$

• ***En travée :***

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 8.19 / 1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.034$$

$$\mu_b = 0.034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.f_{su}} = \mathbf{1.84cm^2}$$

$$\text{Soit } \mathbf{5HA10} = 3.92 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S_t = \mathbf{20 cm}$$

• ***Aux appuis :***

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 2.89 / 1.0,13^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 0.012$$

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.f_{su}} = \mathbf{0.64 cm^2}$$

$$\text{Soit } \mathbf{5HA10} = 3.92 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S_t = \mathbf{20 cm}$$

❖ ***Dans le sens y-y : (suivant la grande portée)***

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.84 = \mathbf{4.11KN/m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 4.84 = \mathbf{1.45KN/m}$$

• **Aux appuis**

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 1.45 / 1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.006$$

$$\mu_b = 0.006 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10** = 3,92 cm<sup>2</sup> -----  $S_t = 20 \text{ cm}$

• **En travée :**

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 4.11 / 1.0 \cdot 13^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3 = 0.018$$

$$\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10** = 3.92 cm<sup>2</sup> -----  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

**A. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Nous devons vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ .

Et  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$ .

Les résultats sont définis dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Ms [KN.m]	As [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]
Sur	X - X	2.89	3.92	154.79	3.31	15
Appuis	Y - Y	1.45	3.92	54.58	1.17	15
En	X - X	8.19	3.92	151.6	3.24	15
Travées	Y - Y	4.11	3.92	53.42	1.14	15

⇒ Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

**B. Etat limite de déformation:**

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

a)  $h / L_x \geq M_x / 20 M_{0x}$

$$h / L_x = 15/130 = 0,11.$$

$$M_x / 20M_{0x} = 9.64 / 20 \times 0.54 = 0,042.$$

$$h / L_x > M_x / 20M_{0x} \quad \text{-----} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)  $A_x / bd \leq 2 / f_e$

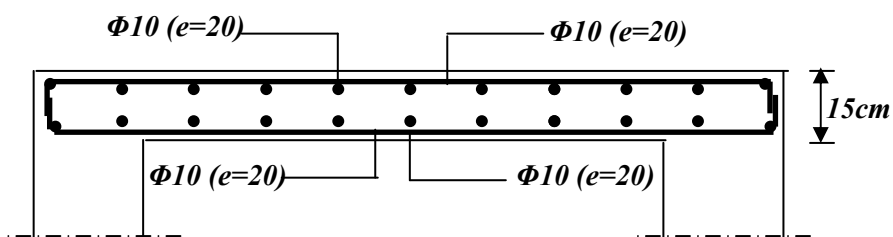
$$A_x / bd = 3.92 / 100 \times 13 = 0,003$$

$$2 / f_e = 2 / 400 = 0,005.$$

$$A_x / bd < 2 / f_e \quad \text{-----} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Il est inutile de vérifier la flèche.

Le schéma de ferrailage :



*Coupe transversale de la dalle salle machine*

# Chapitre IV

## Etude du contreventement

## Etude du contreventement

### 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 ce la 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 passé par plusieurs étapes.

### 2- Caractéristiques géométriques des portiques :

#### 2-1- Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

Les charges ou les masses sont considérés concentrées 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.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L_o$$

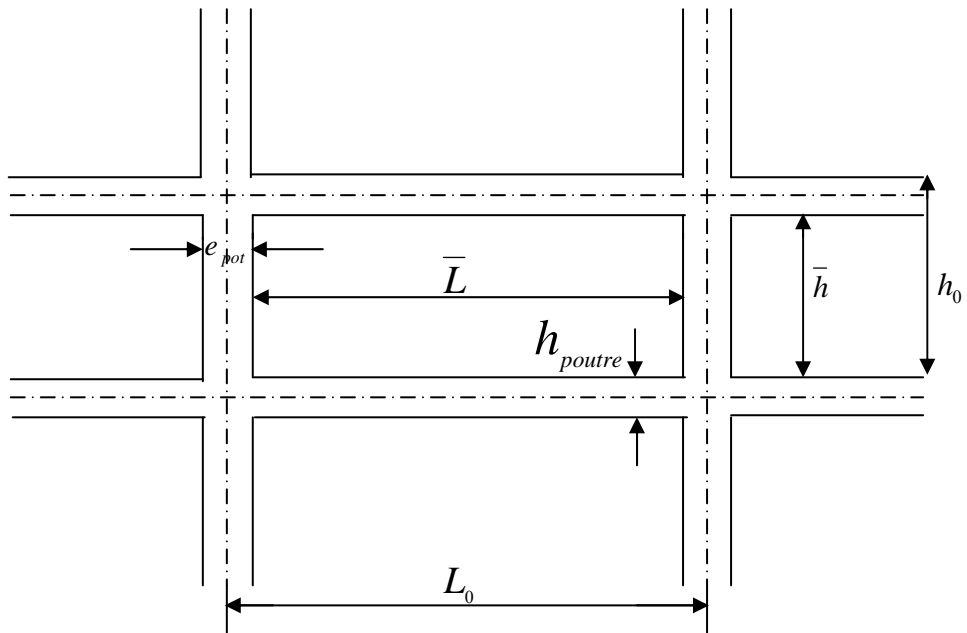
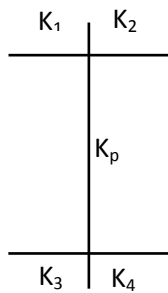


Figure 1 : Coupe verticale d'un niveau

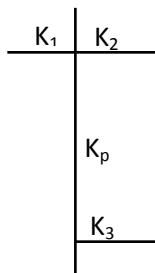
**2-2- Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques :**

**Cas d'étage courant :**

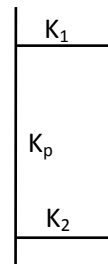
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}})}{2K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



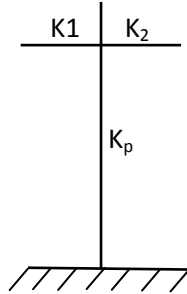
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



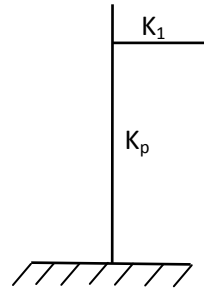
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

**Cas du RDC :**

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ poutres}_{sup}}{K_{poteau}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

**2-3- Calcul des coefficients correcteurs - a<sub>ij</sub> - :**

Niveau courant :  $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$

Niveau RDC :  $a_{ij} = \frac{0,5 + K_j}{2 + K_j}$

**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<sub>c</sub> : hauteur du poteau calculé.

E<sub>i</sub> : module de déformation du béton= **32164.2 MPa**

I<sub>p</sub> : Inertie du poteau.

**2-5- Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):**

R<sub>jx</sub> = ∑ r<sub>ij</sub> => Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

R<sub>jy</sub> = ∑ r<sub>ij</sub> => Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

a) Sens longitudinal:

Niveaux	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$H_c$ (cm)	$I_{pot}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{pot}$ (cm <sup>3</sup> )
N5,N4,N3	40x40	288	40	308	213333,33	692,640682
N2,N1,RDC	45x45	288	45	310,5	341718,75	1100,54348
SS3,SS2	50x50	288	50	313	520833,33	1664,00425
SS1	50x50	373	50	398	520833,33	1308,62646

Niveaux	Travée	L (cm)	ep(cm)	L(cm)	$h_{ptr}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{ptr}$ (cm <sup>3</sup> )
N5,N4,N3	1--2	300	40	260	30	275	78750	286,36364
	2--3	300	40	260	30	275	78750	286,36364
	3--4	440	40	400	30	415	78750	189,75904
	4--5	300	40	260	30	275	78750	286,36364
	5--6	300	40	260	30	275	78750	286,36364
N2,N1,RDC	1--2	300	45	255	30	270	78750	291,66667
	2--3	300	45	255	30	270	78750	291,66667
	3--4	440	45	395	30	410	78750	192,07317
	4--5	300	45	255	30	270	78750	291,66667
	5--6	300	45	255	30	270	78750	291,66667
SS3,SS2	1--2	300	50	250	30	265	78750	297,16981
	2--3	300	50	250	30	265	78750	297,16981
	3--4	440	50	390	30	405	78750	194,44444
	4--5	300	50	250	30	265	78750	297,16981
	5--6	300	50	250	30	265	78750	297,16981
SS1	1--2	300	50	250	30	265	78750	297,16981
	2--3	300	50	250	30	265	78750	297,16981
	3--4	440	50	390	30	405	78750	194,44444
	4--5	300	50	250	30	265	78750	297,16981
	5--6	300	50	250	30	265	78750	297,16981

**b) Sens transversal:**

Niveaux	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$H_c$ (cm)	$I_{pot}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{pot}$ (cm <sup>3</sup> )
N5,N4,N3	40x40	288	40	308	213333,33	692,640682
N2,N1,RDC	45x45	288	45	310,5	341718,75	1100,54348
SS3,SS2	50x50	288	50	313	520833,33	1664,00425
SS1	50x50	373	50	398	520833,33	1308,62646

Niveaux	Travée	L(cm)	ep(cm)	L(cm)	$h_{ptr}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{ptr}$ (cm <sup>3</sup> )
N5,N4,N3	a-b	400	40	360	35	377,5	107187.50	283,94
	b-c	400	40	360	35	377,5	107187.50	283,94
	c-d	400	40	360	35	377,5	107187.50	283,94
	d-e	400	40	360	35	377,5	107187.50	283,94
N2,N1,RDC	a-b	400	45	355	35	372,5	107187.50	287,75
	b-c	400	45	355	35	372,5	107187.50	287,75
	c-d	400	45	355	35	372,5	107187.50	287,75
	d-e	400	45	355	35	372,5	107187.50	287,75
SS3,SS2	a-b	400	50	350	35	367,5	107187.50	291,66
	b-c	400	50	350	35	367,5	107187.50	291,66
	c-d	400	50	350	35	367,5	107187.50	291,66
	d-e	400	50	350	35	367,5	107187.50	291,66
SS1	a-b	400	50	350	35	367,5	107187.50	291,66
	b-c	400	50	350	35	367,5	107187.50	291,66
	c-d	400	50	350	35	367,5	107187.50	291,66
	d-e	400	50	350	35	367,5	107187.50	291,66

**2-5-1-Rigidité relative par portique :**

**a)Sens longitudinal :**

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	Kpoutre (cm <sup>3</sup> )	Kpoteau (cm <sup>3</sup> )	$R_{ij}$	$a_{ij}$	$a_{ij} \times K_p$	$r_{ij}$	$R_{ij} \times x$
N5,N4,N3	1	308	286,36364	692,640682	0,41	0,17012448	117,835137	47943,2397	404199,473
	2	308	286,36364	692,640682	0,83	0,29328622	203,141967	82651,7817	
	3	308	189,75904	692,640682	0,68	0,25373134	175,744651	71504,7153	
	4	308	286,36364	692,640682	0,68	0,25373134	175,744651	71504,7153	
	5	308	286,36364	692,640682	0,83	0,29328622	203,141967	82651,7817	
	6	308		692,640682	0,41	0,17012448	117,835137	47943,2397	
N2	1	310,5	291,66667	1100,54348	0,26	0,11504425	126,611197	50687,7373	439137,853
	2	310,5	291,66667	1100,54348	0,52	0,20634921	227,096274	90916,1003	
	3	310,5	192,07317	1100,54348	0,43	0,17695473	194,746377	77965,0889	
	4	310,5	291,66667	1100,54348	0,43	0,17695473	194,746377	77965,0889	
	5	310,5	291,66667	1100,54348	0,52	0,20634921	227,096274	90916,1003	
	6	310,5		1100,54348	0,26	0,11504425	126,611197	50687,7373	
N1 RDC	1	310,5	291,66667	1100,54348	0,26	0,11504425	126,611197	50687,7373	444874,464
	2	310,5	291,66667	1100,54348	0,53	0,20948617	230,548634	92298,224	
	3	310,5	192,07317	1100,54348	0,44	0,18032787	198,45866	79451,2705	
	4	310,5	291,66667	1100,54348	0,44	0,18032787	198,45866	79451,2705	
	5	310,5	291,66667	1100,54348	0,53	0,20948617	230,548634	92298,224	
	6	310,5		1100,54348	0,26	0,11504425	126,611197	50687,7373	
SS3	1	313	297,16981	1664,00425	0,18	0,08256881	137,394846	54129,7184	469575,74
	2	313	297,16981	1664,00425	0,35	0,14893617	247,83042	97638,2391	
	3	313	194,44444	1664,00425	0,29	0,12663755	210,725429	83019,9126	
	4	313	297,16981	1664,00425	0,29	0,12663755	210,725429	83019,9126	
	5	313	297,16981	1664,00425	0,35	0,14893617	247,83042	97638,2391	
	6	313		1664,00425	0,18	0,08256881	137,394846	54129,7184	
SS2	1	313	297,16981	1664,00425	0,178	0,08172635	135,993001	53577,4307	473199,409
	2	313	297,16981	1664,00425	0,36	0,15254237	253,831157	100002,361	
	3	313	194,44444	1664,00425	0,29	0,12663755	210,725429	83019,9126	
	4	313	297,16981	1664,00425	0,29	0,12663755	210,725429	83019,9126	
	5	313	297,16981	1664,00425	0,36	0,15254237	253,831157	100002,361	
	6	313		1664,00425	0,178	0,08172635	135,993001	53577,4307	
SS1	1	398	297,16981	1308,62646	0,23	0,32735426	428,384447	104381,023	690144,87
	2	398	297,16981	1308,62646	0,45	0,3877551	507,426587	123640,592	
	3	398	194,44444	1308,62646	0,37	0,36708861	480,381865	117050,82	
	4	398	297,16981	1308,62646	0,37	0,36708861	480,381865	117050,82	
	5	398	297,16981	1308,62646	0,45	0,3877551	507,426587	123640,592	
	6	398		1308,62646	0,23	0,32735426	428,384447	104381,023	

**b) Sens transversal :**

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	K <sub>poutre</sub> (cm <sup>3</sup> )	K <sub>poteau</sub> (cm <sup>3</sup> )		a <sub>ij</sub>	a <sub>ij</sub> × K <sub>p</sub>	r <sub>ij</sub>	R <sub>ij</sub> x
N5,N4,N3	a	308	283,94	692,640682	0,4	0,16666667	115,440114	46968,7836	339774,179
	b	308	283,94	692,640682	0,82	0,29078014	201,406156	81945,5373	
	c	308	283,94	692,640682	0,82	0,29078014	201,406156	81945,5373	
	d	308	283,94	692,640682	0,82	0,29078014	201,406156	81945,5373	
	e	308	283,94	692,640682	0,4	0,16666667	115,440114	46968,7836	
N2	a	310,5	287,75	1100,54348	0,52	0,20634921	227,096274	90916,1003	552691,4
	B	310,5	287,75	1100,54348	0,78	0,28057554	308,785581	123619,733	
	C	310,5	287,75	1100,54348	0,78	0,28057554	308,785581	123619,733	
	D	310,5	287,75	1100,54348	0,78	0,28057554	308,785581	123619,733	
	e	310,5	287,75	1100,54348	0,52	0,20634921	227,096274	90916,1003	
N1,RDC	a	310,5	287,75	1100,54348	0,26	0,11504425	126,611197	50687,7373	374123,776
	b	310,5	287,75	1100,54348	0,52	0,20634921	227,096274	90916,1003	
	c	310,5	287,75	1100,54348	0,52	0,20634921	227,096274	90916,1003	
	d	310,5	287,75	1100,54348	0,52	0,20634921	227,096274	90916,1003	
	e	310,5	287,75	1100,54348	0,26	0,11504425	126,611197	50687,7373	
SS3	a	313	291,66	1664,00425	0,17	0,07834101	130,35978	51358,0994	607189,077
	b	313	291,66	1664,00425	0,69	0,25650558	426,826369	168157,626	
	c	313	291,66	1664,00425	0,69	0,25650558	426,826369	168157,626	
	d	313	291,66	1664,00425	0,69	0,25650558	426,826369	168157,626	
	e	313	291,66	1664,00425	0,17	0,07834101	130,35978	51358,0994	
SS2	a	313	291,66	1664,00425	0,17	0,07834101	130,35978	51358,0994	395630,916
	b	313	291,66	1664,00425	0,35	0,14893617	247,83042	97638,2391	
	c	313	291,66	1664,00425	0,35	0,14893617	247,83042	97638,2391	
	d	313	291,66	1664,00425	0,35	0,14893617	247,83042	97638,2391	
	e	313	291,66	1664,00425	0,17	0,07834101	130,35978	51358,0994	
SS1	a	398	291,66	1308,62646	0,22	0,99885551	1307,12875	318497,643	1592488,22
	b	398	291,66	1308,62646	0,44	0,99885551	1307,12875	318497,643	
	c	398	291,66	1308,62646	0,44	0,99885551	1307,12875	318497,643	
	d	398	291,66	1308,62646	0,44	0,99885551	1307,12875	318497,643	
	e	398	291,66	1308,62646	0,22	0,99885551	1307,12875	318497,643	

**3- Caractéristiques géométriques des voiles :**

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l’effort sismique d’une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d’autre part.

**3-1 -Etude des refends :**

**3-1-1-Calcul de la rigidité des voiles :**

$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_{étage}^3} \qquad R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_{étage}^3}$$

Avec :  $I_x$  et  $I_y$  , inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

$h_{étage}$  , hauteur d'étage.

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous

**Sens longitudinal :**

NIVEAU	voile	L(m)	e(m)	Inertie(m <sup>4</sup> )		N <sup>bre</sup> de voiles	hc	K	R
N5,N4,N3	VL1	3	0,2	0,45	5,4	12	3,08	0,146103896	5944486762
	VL2	3	0,2	0,45			3,08	0,146103896	5944486762
	VL3	3	0,2	0,45			3,08	0,146103896	5944486762
	VL4	3	0,2	0,45			3,08	0,146103896	5944486762
N2,N1,RDC	VL1	3	0,2	0,45	5,4	12	3,105	0,144927536	5802053115
	VL2	3	0,2	0,45			3,105	0,144927536	5802053115
	VL3	3	0,2	0,45			3,105	0,144927536	5802053115
	VL4	3	0,2	0,45			3,105	0,144927536	5802053115
SS3,SS2	VL1	3	0,2	0,45	3,6	8	3,13	0,143769968	5664133764
	VL2	3	0,2	0,45			3,13	0,143769968	5664133764
	VL3	3	0,2	0,45			3,13	0,143769968	5664133764
	VL4	3	0,2	0,45			3,13	0,143769968	5664133764
Sous-Sol	VL1	3	0,2	0,45	1,8	4	3,98	0,113065327	2754972687
	VL2	3	0,2	0,45			3,98	0,113065327	2754972687
	VL3	3	0,2	0,45			3,98	0,113065327	2754972687
	VL4	3	0,2	0,45			3,98	0,113065327	2754972687
									72243478861

**Sens transversal:**

NIVEAU	voile	L(m)	e(m)	Inertie(m <sup>4</sup> )		N <sup>bre</sup> de voiles	h <sub>c</sub>	K	R	
N5,N4,N3	Vt1	4	0,2	1,066	12,792	12	3,08	0,346103896	14081828641	
	Vt2	4	0,2	1,066			3,08	0,346103896	14081828641	
	Vt3	4	0,2	1,066			3,08	0,346103896	14081828641	
	VL4	4	0,2	1,066			3,08	0,346103896	14081828641	
N2,N1,RDC	VL1	4	0,2	1,066		8,528	12	3,105	0,34331723	13744419156
	VL2	4	0,2	1,066				3,105	0,34331723	13744419156
	VL3	4	0,2	1,066				3,105	0,34331723	13744419156
	VL4	4	0,2	1,066				3,105	0,34331723	13744419156
SS3,SS2	VL1	4	0,2	1,066	4,264		8	3,13	0,34057508	13417703540
	VL2	4	0,2	1,066				3,13	0,34057508	13417703540
	VL3	4	0,2	1,066				3,13	0,34057508	13417703540
	VL4	4	0,2	1,066				3,13	0,34057508	13417703540
Sous-Sol	VL1	4	0,2	1,066			4	3,98	0,267839196	6526224187
	VL2	4	0,2	1,066				3,98	0,267839196	6526224187
	VL3	4	0,2	1,066				3,98	0,267839196	6526224187
	VL4	4	0,2	1,066				3,98	0,267839196	6526224187
									<b>1,71137E+11</b>	

**4- Calcul des rigidités des poteaux :**

**Suivant le sens longitudinal :**

Niveau	a (m)	b (m)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> des poteaux	h <sub>c</sub>	Total I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	K	R
SS1	0,5	0,5	0,0052	30	3,98	0,156	0,03919598	955057198,1
SS2,SS3	0,5	0,5	0,0052	60	3,13	0,312	0,099680511	3927132743
RDC,N1,N2	0,45	0,45	0,0034	90	3,105	0,306	0,098550725	3945396118
N3,N4,N5	0,4	0,4	0,0021	90	3,08	0,306	0,099350649	4042250998
Somme						0,579		<b>12869837058</b>

**Suivant le sens transversal :**

Niveau	a (m)	b (m)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> des poteaux	hc	Total I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	K	R
SS1	0,5	0,5	0,0052	30	3,98	0,156	0,03919598	955057198,1
SS2,SS3	0,5	0,5	0,0052	60	3,13	0,312	0,099680511	3927132743
			0,0034	90	3,105	0,306	0,098550725	3945396118
RDC,N1,N2	0,45	0,45						
N3,N4,N5	0,4	0,4	0,0021	90	3,08	0,306	0,099350649	4042250998
				Somme		0,579		12869837058

**c)Récapitulatif**

**1. Sens longitudinal**

La rigidité des poteaux :  $R_p = 12869837058m^4$

La rigidité des voiles :  $R_v = 72243478861m^4$

La rigidité de l'ensemble :  $R_g = 85113315919 m^4$

Pourcentage de la rigidité des poteaux /l'ensemble : 15,12%

Pourcentage de la rigidité des voiles /l'ensemble :84,87 %

**2. Sens transversal :**

la rigidité des poteaux :  $R_p = 12869837058m^4$

la rigidité des voiles :  $R_v = 1,71137E+11m^4$

la rigidité de l'ensemble :  $R_g = 1,84E+11$

$m^4$

Pourcentage de la rigidité des poteaux par rapport à l'ensemble : 7%

Pourcentage de la rigidité des voiles par rapport à l'ensemble :93 %

**Conclusion :**

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 90% des sollicitations dues aux charges horizontales). D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4a : portiques contreventés par des voiles sans interactions.  $R= 4$

# **Chapitre V**

## **Modélisation de la structure et vérification des exigences de RPA**

## **1- Introduction**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

### **Logiciel utilisé pour la modélisation :**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit en suite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

**ETABS** (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est l'un de ces logiciels de calcul et de conception il est conçu pour le calcul des bâtiments grâce à une interface graphique. Il permet de créer des structures, dimensionner des éléments, et d'analyser les résultats obtenus. Ce logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statistiques et dynamiques, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...

Pour rappel ETABS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis (MEF), il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse et comprenne le processus de la phase de résolution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calculs.

### **Calcul des efforts internes :**

On peut déterminer les efforts internes dans une structure quelconque, sous l'effet des charges verticales (permanents, d'exploitations) représentées comme respectivement  $G$  et  $Q$ . Et sous les charges horizontales séismes, grâce au logiciel **ETABS**. Ce qui nous conduit à l'étude dynamique des structures.

## **2- Méthodes de calcul :**

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ces dimensions ; il se fait à l'aide des trois méthodes suivantes :

- 1) La méthode statique équivalente (**RPA99 ver 2003 / Art 4.1.2**)
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### **Méthodes dynamiques**

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats les critères de sécurité à satisfaire.

**Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Méthode statique équivalente**

**Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**Condition d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre (3 du RPA, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** -tous groupes

**Zone II :** - groupe d'usage 3

-groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

-groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

**Zone III :** -groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

-groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

**Présentation de l'ouvrage relativement à l'étude dynamique**

-Notre ouvrage est classé selon le règlement parasismique algérien dans une zone de moyenne sismicité **IIa**.

-La catégorie de sol est de S<sub>3</sub> (sol meuble).

-La structure est classée en groupe d'usage **1B** (RPA2003/Art 3.2)..... [2]

notre bâtiment est à usage d'habitation et service et sa hauteur est de 32,2m

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant la condition de hauteur  $h = 32,2 \text{ m} < 60 \text{ m}$  (en zone II), mais ne satisfait pas les conditions complémentaires exigées par le RPA.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

### **3- Modélisation de la structure**

L'étude dynamique de notre structure est faite à l'aide du logiciel **ETABS** en considérant : 9niveaux (3Sous –sol +RDC +5étages courants) encastrée à la base et réalisé sur un modèle tridimensionnel.

#### **3-1- Etapes de modélisation**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions..
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

#### **4-Vérification selon le RPA :**

- Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_0$  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.

##### **a) Caractéristique de la structure**

###### **Evaluation du poids de la poutre**

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation et service. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanent et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003..... [1]**

##### **b) Vérification de l'effort tranchant à la base :**

*Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente*

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A = 0.25** (groupe 1A, zone IIa )
- **R = 4**(structure mixte avec interaction).
- **W** = (poids total de la structure).
- **D** = (facteur d'amplification dynamique)

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**A= 0.25** (groupe d'usage 1A, zone IIa)..... [1]

• **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de contreventement avec voiles porteurs, dans notre cas : **R= 4**

• **Facteur d'amplification moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^2 (3,0/T)^5 & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

T<sub>2</sub> : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : pourcentage d'amortissements critique  
 $\xi = 8,5 \%$

$$\eta = \sqrt{7/(2+8,5)} = 0,82 \geq 0,7$$

• **Facteur de qualité (Q) :**

**Calcul de Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule **Q=1+Σ PRq**

**Pq**: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

**i. Régularité en plan**

**A1-** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.....**Condition vérifiée.**

**A2-**La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$L_y / L_x = 1,33 \geq 0.25$ .....**condition vérifiée.**

**A3-** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considéré. ....**condition vérifiée.**

**A4-**Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plans  
Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. **Condition vérifiée.**

### **La structure est classée comme régulière en plan**

#### **ii. Régularité en élévation :**

**B1-** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation..... **Condition vérifiée.**

**B2-** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.....**Condition vérifiée.**

**B3-** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.....**Condition vérifiée.**

### **La structure est classée comme régulière en élévation**

#### **iii. Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. **Condition vérifiée.**

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

#### **iv. Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. **Condition vérifiée.**

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. **Condition vérifiée.**

#### **v. Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

**Sens x-x :**

<b>Critère</b>	<b>Observé ou Non</b>	<b>Pénalité P<sub>q</sub></b>
1- Conditions minimales sur les files de contreventements	oui	0
2- Redondance en plan	oui	0
3- Régularité en élévation	oui	0
4- Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
5- Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0
6- Régularité en plan	oui	0

$$Q=1+\Sigma 6q=1=1+0=1$$

**Sens y-y :**

<b>Critère</b>	<b>Observé ou Non</b>	<b>Pénalité P<sub>q</sub></b>
1- Conditions minimales sur les files de contreventements	Oui	0
2- Redondance en plan	oui	0
3- Régularité en élévation	oui	0
4- Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
5- Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0
6- Régularité en plan	oui	0

$$Q=1+\Sigma 6q=1=1+0=1$$

• **Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :**

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).
- De la période fondamentale de la structure **T**.

• **Estimation de la période fondamentale :**

➤ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ
1	<b>0,762185</b>	70,2329	0	70,2329	0	0	98,4482	0,0813
2	0,66393	0	69,0191	70,2329	69,0191	98,0911	98,4482	0,0813
3	0,642664	0,0413	0	70,2742	69,0191	98,0911	98,4988	70,2902
4	0,18168	18,3937	0	88,6678	69,0191	98,0911	99,6741	70,2973
5	0,147265	0	19,9044	88,6678	88,9235	99,7025	99,6741	70,2973
6	0,147154	0	0	88,6679	88,9235	99,7025	99,6741	88,7279
7	0,084014	0	0,4981	88,6679	89,4216	99,7462	99,6741	88,7279
8	0,083596	3,3581	0	92,026	89,4216	99,7462	99,8559	88,7594
9	0,075638	2,9286	0	94,9546	89,4216	99,7462	99,937	88,7612
10	0,074658	0,0051	0	94,9597	89,4216	99,7462	99,9371	88,8888
11	0,063363	0	5,9623	94,9597	95,3838	99,9475	99,9371	88,8888
12	0,062621	0,0008	0	94,9605	95,3838	99,9475	99,9371	94,7714

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T_x = \min (C_t \times h_n^{3/4}, 0,09 \times h_n / \sqrt{D})$$

Les valeurs de **A**, **D**, **R**, **C<sub>T</sub>** et **T** sont données dans le tableau suivant:

Paramètre	valeur	Article de RPA
<b>Coefficient de zone A</b>	0.25	Tableau 4.1
<b>Période caractéristique T<sub>2</sub></b>	0.5	Tableau 4.7
<b>Coefficient C<sub>T</sub></b>	0.05	Tableau 4.6
<b>Facteur d'amplification D x-x</b>	1.70	Formule 4.2
<b>Facteur d'amplification D y-y</b>	1.68	Formule 4.2
<b>Coefficient de comportement R</b>	4	Tableau 4.3
<b>Facteur de qualité</b>	1	Formule 4.4

**CT** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003..... [2]**

**Hn**: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

**W** :Lepoidstotal de lastructuredéterminépar l'ETABS9.1.4.W= ~~3922,868~~ **KN**

**Sens x-x :**

**T<sub>x</sub> = min (0,67s, 0,66s) donc :                      →                      T<sub>x</sub> = 0,66s**

La valeur de **T** doit être majorée de 30 % :

**T = 1.3 0.66 = 0.858 s**

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta (T_2/T_x)^2 & T_2 = 0,5 \leq T_x = 0,66 \leq 3,0 s \end{cases}$$

Avec : **η = 0,82**

**D<sub>x</sub> = 1.70**

• **Vérification de la résultante des forces sismiques à la base** : (Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base **V<sub>D</sub>** 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<sub>s</sub>** pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$$V_x = \frac{A. D. Q_x}{R} W$$

**Suivant x-x :**

$$V_x = \frac{0,25.1,7.1}{4} 3922,868$$

**NB :**

**V<sub>x</sub> = 416,80KN                      →                      0,8V<sub>x</sub> = 333,44KN**

**Suivant y-y :**

**T<sub>y</sub> = 0,67 s                      Avec : η = 0,82                      et                      D<sub>x</sub> = 1.68**

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W V_x = \frac{0,25.1,68.1}{4} 3922,868$$

**NB : V<sub>y</sub> = 411,90Kn                      0,8V<sub>y</sub> = 329,52Kn**

**Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :**

$$V_x = 2837,95 \text{KN}$$

$$V_y = 3058,81 \text{KN}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_x \text{ dyn} = 2837,95 \text{KN} > 80\% V_x = 333,44 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_y \text{ dyn} = 3058,81 \text{KN} > 80\% V_y = 329,52 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

**5-Vérification de l'effet de la torsion d'axe : (Art 4-2-7 RPA)**

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés. Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- a) 5% de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- b) Excentricité théorique résultant des plans.

**a) Excentricité accidentelle :**

$$e_x = 0.05 \times 19,28 = 0,964 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 \times 18,71 = 0,9355 \text{ m}$$

**b) Excentricité théorique :**

$$E_x = CM_x - CR_x$$

$$E_y = CM_y - CR_y$$

Excentricitetheorique:									OBS	
Centre de masse		Centre de torsion		Excentricite		Excentricité accidentelle				
Niveaux	Xg (m)	Yg (m)	Xc (m)	Yc (m)	Xg -Xc	Yg - Yc	ex	ey	EX	EY
SS1	9,5	8,945	9,5	9,337	0,555	0,392	0,964	0,9355	C.V	C.V
SS2	9,5	8,954	9,5	9,323	0,546	0,369	0,964	0,9355	C.V	C.V
SS3	9,5	9,141	9,5	9,314	0,359	0,173	0,964	0,9355	C.V	C.V
RDC	9,5	9,397	9,5	9,31	0,103	0,087	0,964	0,9355	C.V	C.V
N1	9,5	9,397	9,5	9,307	0,103	0,09	0,964	0,9355	C.V	C.V
N2	9,5	9,398	9,5	9,304	0,102	0,094	0,964	0,9355	C.V	C.V
N3	9,5	9,403	9,5	9,3	0,097	0,103	0,964	0,9355	C.V	C.V
N4	9,5	9,397	9,5	9,297	0,103	0,1	0,964	0,9355	C.V	C.V
N5	9,5	9,408	9,5	9,295	0,092	0,113	0,964	0,9355	C.V	C.V

**6-Vérification des déplacements :**

**• Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]**

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta = T_k / R_{JK}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

**R** : Coefficient de comportement

- Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**• Justification vis-à-vis des déformations :**

D’après le **RPA Art 5-10...**[1], les déplacements latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

$$\Delta_k = \delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

**Sens x-x :**

NIVEAU	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% $\times$ h (m)	Obs
N5-1	0,000273	-0,000639	0,0323	oui
N5	0,000912	-3,6E-05	0,0323	oui
N4	0,000948	-2,6E-05	0,0323	oui
N3	0,000974	5E-06	0,0323	oui
N2	0,000969	0,000032	0,0323	oui
N1	0,000937	0,000075	0,0323	oui
RDC	0,000862	0,000135	0,0323	oui
SS3	0,000727	0,000172	0,0323	oui
SS2	0,000555	0,000293	0,0323	oui
SS1	0,000262	0,000262	0,0408	oui

**Sens y-y :**

NIVEAU	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% $\times$ h (m)	Obs
N5-1	0,00036	-0,000474	0,0323	oui
N5	0,000834	-0,000019	0,0323	oui
N4	0,000853	-6E-06	0,0323	oui
N3	0,000859	1,9E-05	0,0323	oui
N2	0,00084	4,3E-05	0,0323	oui
N1	0,000797	0,000079	0,0323	oui
RDC	0,000718	0,000127	0,0323	oui
SS3	0,000591	0,000146	0,0323	oui
SS2	0,000445	0,000236	0,0323	oui
SS1	0,000209	0,000209	0,0408	oui

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage. **Condition est vérifiée.**

**7-Vérification de l'effet P-Delta**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k$$

**Avec :**

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau K

$h_K$ : hauteur de l'étage K

$P_K$  : poids total de la structure et d'exploitation au-dessus du niveau K

D'où :  $\theta_K \leq 0.1$  l'effet P-Delta peut être négligé

**Si non :**

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$  Amplifiant les effets de l'action sismique par  $1/(1 - \theta_K)$

$\theta_K \geq 0,2$  □ Structure instable et doit être redimensionnée.

**Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P-  $\Delta$ )**

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Niveau	P(KN)	$h_K$	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_K$ (m)	$V_K$	$\theta_x$	$\Delta_K$ (m)	$V_K$	$\theta_x$
N5	349,5875	4,08	-3,60E-05	640,51	-4,8158E-06	-0,000019	698,04	-2,3322E-06
N4	431,8973	3,23	-2,60E-05	1162,38	-2,9909E-06	-6,00E-06	1266,49	-6,3347E-07
N3	463,7195	3,23	5,00E-06	1576,9	4,55217E-07	1,90E-05	1710,77	1,59446E-06
N2	436,3155	3,23	0,000032	1913,35	2,25919E-06	4,30E-05	2072,48	2,8027E-06
N1	441,5648	3,23	0,000075	2199,41	4,66173E-06	0,000079	2380,94	4,53597E-06
RDC	441,5648	3,23	0,000135	2417,97	7,63264E-06	0,000127	2611,26	6,64883E-06
SS3	464,8366	3,23	0,000172	2605,29	9,50102E-06	0,000146	2804,4	7,49222E-06
SS2	437,5034	3,23	0,000293	2752,08	1,44207E-05	0,000236	2960,81	1,07964E-05
SS1	455,8786	3,23	0,000262	2837,95	1,303E-05	0,000209	3058,81	9,64363E-06

**8- Caractéristiques dynamiques de la structure :**

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 11

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,762185	70,2329	0	70,2329	0	0	98,4482	0,0813
2	0,66393	0	69,0191	70,2329	69,0191	98,0911	98,4482	0,0813
3	0,642664	0,0413	0	70,2742	69,0191	98,0911	98,4988	70,2902
4	0,18168	18,3937	0	88,6678	69,0191	98,0911	99,6741	70,2973
5	0,147265	0	19,9044	88,6678	88,9235	99,7025	99,6741	70,2973
6	0,147154	0	0	88,6679	88,9235	99,7025	99,6741	88,7279
7	0,084014	0	0,4981	88,6679	89,4216	99,7462	99,6741	88,7279
8	0,083596	3,3581	0	92,026	89,4216	99,7462	99,8559	88,7594
9	0,075638	2,9286	0	94,9546	89,4216	99,7462	99,937	88,7612
10	0,074658	0,0051	0	94,9597	89,4216	99,7462	99,9371	88,8888
11	0,063363	0	5,9623	94,9597	95,3838	99,9475	99,9371	88,8888
12	0,062621	0,0008	0	94,9605	95,3838	99,9475	99,9371	94,7714

**Conclusion :**

- La structure est classée comme régulière en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement sont vérifiées
- La qualité du contrôle de la construction est vérifiée.
- la période est vérifiée et est égale 0,762185
- la résultante des forces sismiques à la base est vérifiée.
- l'effet de la torsion d'axe, les déplacements et l'effet Delta sont tous vérifiés.

**Donc les exigences de RPA sont vérifiées.**

# **Chapitre VI**

## **Résultats d'étude aux chargements et ferrailage des éléments**

**Ferrailage des poteaux**

**1-Introduction :**

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

**1-2- Combinaisons du BAEL99 :**

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

**1-3- Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2)**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$G + Q + EX$

$G + Q + EY$

$0.8G + EX$

$0.8G + EY$

**G:** Charges permanentes

**Q:** Charges d'exploitation non pondérées

**E:** Action du séisme représentée par ses composantes horizontales et verticales.

**1-4- Les portiques :**

Les combinaisons de charges à prendre sont :

Elément	BAEL 91		RPA 99 ver 2003	
	ELU	ELS		
Poutres	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q + EX$ $G + Q + EY$	$0.8G + EX$ $0.8G + EY$
Poteaux	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q + EX$ $G + Q + EY$	$0.8G + EX$ $0.8G + EY$

**2- Les efforts internes dans les éléments :**

**2-1- Les poteaux :**

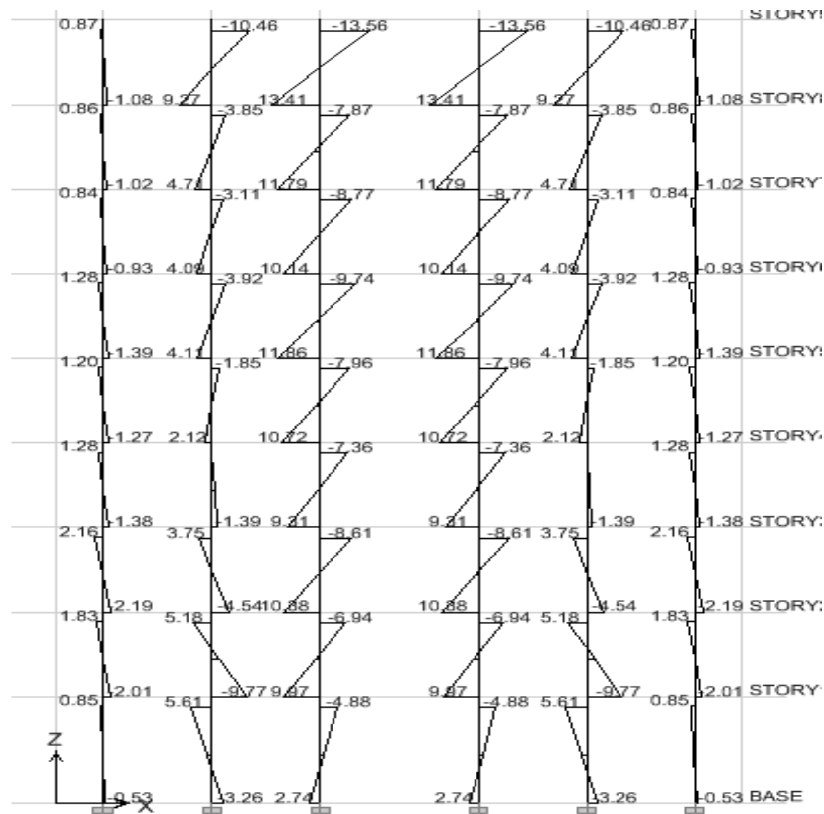
Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'action :

$N_{max}$  → M2 et M3 (correspondant)

$N_{min}$  → M2 et M3 (correspondant)

$M3_{max}$  → N et M2 (correspondant)

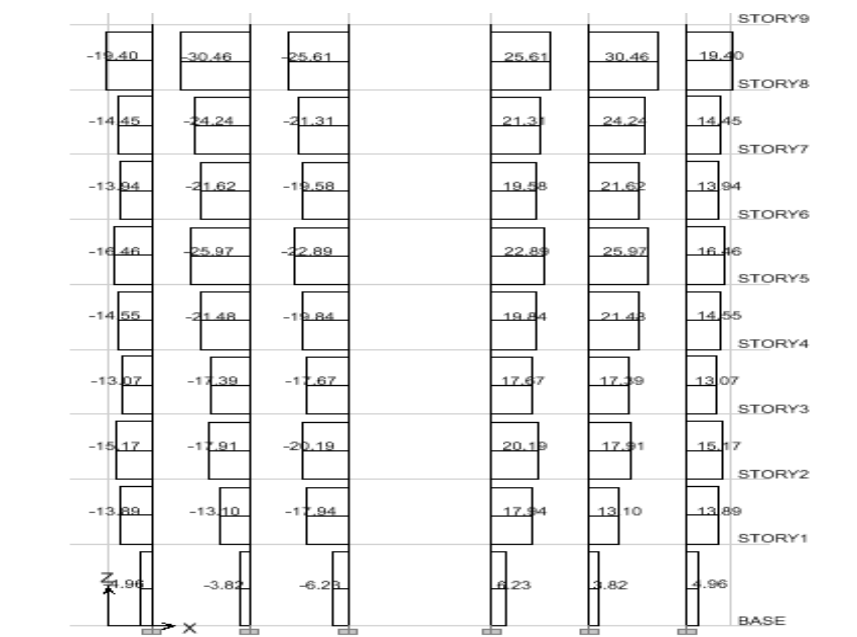
$M2_{max}$  → N et M3 (correspondant)



**Diagramme des moments à l'ELU**



**Diagramme des efforts normaux**



**Diagramme des efforts tranchants**

**2-2- Disposition des cadres dans les poteaux**

**(50x50) Zone I :**

Combin	sollicitation	Elémen	N (kn)	VMax(kn)	M2 (kn.m)	M3(kn.m)
ELU	Nmax ,Mc,Vco	C11	-2531,1	31,53	2,737	-8,359
	Nmin ,Mc,Vco	C26	-533,75		2,161	-20,833
	M3max,Nc,Vc	C19	-1710,9		0,894	38,68
	M2max,Nc,Vc	C15	-1813,91		55,207	-18,765
ELS	Nmax ,Mc,Vco	C11	-1806,87	22,27	1,929	-5,908
	Nmin ,Mc,Vco	C26	-384,82		1,532	-14,741
	M3max,Nc,Vc	C19	-1224,17		0,69	27,399
	M2max,Nc,Vc	C20	-1297,56		38,996	13,277
G + Q + EX	Nmax ,Mc,Vco	C14	-1977,51	57,21	-1,284	-43,385
	Nmin ,Mc,Vco	C22	803,66		1,714	4,669
	M3max,Nc,Vc	C19	-979,44		2,449	93,627
	M2max,Nc,Vc	C20	-1168,17		41,795	56,337
G + Q + EY	Nmax ,Mc,Vco	C5	-2155,53	29,54	-24,451	-10,597
	Nmin ,Mc,Vco	C26	1112,86		5,29	-4,645
	M3max,Nc,Vc	C7	-921,43		-24,359	-39,387
	M2max,Nc,Vc	C15	-1156,07		58,551	-7,85
0.8G + EX	Nmax ,Mc,Vco	C9	-1729,62	47,53	-2,306	-29,248
	Nmin ,Mc,Vco	C9	1037,05		-2,306	-29,248
	M3max,Nc,Vc	C19	-423,84		2,515	79,126
	M2max,Nc,Vc	C25	-473,21		20,435	46,708
0.8G + EY	Nmax ,Mc,Vco	C5	-1942,12	34,59	-24,554	-7,991
	Nmin ,Mc,Vco	C26	1313,01		4,974	-0,09
	M3max,Nc,Vc	C21	-251,54		20,268	29,598
	M2max,Nc,Vc	C28	-539,75		57,372	3,871

**Poteau (45x45) Zone II :**

<b>Combin</b>	<b>sollicitation</b>	<b>Elémen</b>	<b>N (kn)</b>	<b>VMax(kn)</b>	<b>M2 (kn.m)</b>	<b>M3(kn.m)</b>
ELU	Nmax ,Mc,Vco	C11	-1553,21	-32,42	9,315	-27,544
	Nmin ,Mc,Vco	C26	-255,7		1,276	-21,68
	M3max,Nc,Vc	C14	-917,47		2,679	-49,987
	M2max,Nc,Vc	C15	-1420,82		32,108	-18,215
ELS	Nmax ,Mc,Vco	C11	-1112,59	-23,1	6,556	-19,536
	Nmin ,Mc,Vco	C26	-184,38		0,911	-15,463
	M3max,Nc,Vc	C14	-657,9		1,996	35,612
	M2max,Nc,Vc	C15	-1017,7		22,698	-12,925
G + Q + EX	Nmax ,Mc,Vco	C14	-1216,23	69,57	-0,597	-86,11
	Nmin ,Mc,Vco	C22	96,39		4,291	2,036
	M3max,Nc,Vc	C19	-527,7		3,895	109,235
	M2max,Nc,Vc	C20	-919,92		26,076	58,801
G + Q + EY	Nmax ,Mc,Vco	C11	-1222,75	46,14	-11,872	-25,933
	Nmin ,Mc,Vco	C26	317,34		2,684	0,339
	M3max,Nc,Vc	C21	-341,33		20,79	54,036
	M2max,Nc,Vc	C28	-503,88		73,098	-8,513
0.8G + EX	Nmax ,Mc,Vco	C14	-771,84	58,38	-0,644	-72,784
	Nmin ,Mc,Vco	C24	220,36		0,582	2,719
	M3max,Nc,Vc	C19	-239,83		3,583	91,918
	M2max,Nc,Vc	C21	-249,52		17,323	66,773
0.8G + EY	Nmax ,Mc,Vco	C5	-810,93	46,04	-8,769	-26,425
	Nmin ,Mc,Vco	C1	430,44		2,236	18,747
	M3max,Nc,Vc	C21	-139,5		19,445	40,156
	M2max,Nc,Vc	C28	-292,99		72,931	-5

**Poteau (40x40) Zone III :**

<b>Combin</b>	<b>sollicitation</b>	<b>Elémen</b>	<b>N (kn)</b>	<b>VMax(kn)</b>	<b>M2 (kn.m)</b>	<b>M3(kn.m)</b>
ELU	Nmax ,Mc,Vco	C11	-762,64	39,66	10,138	-29,678
	Nmin ,Mc,Vco	C26	-28,56		0,875	-28,485
	M3max,Nc,Vc	C19	-182,12		3,724	57,62
	M2max,Nc,Vc	C17	-430,05		24,581	35,389
ELS	Nmax ,Mc,Vco	C11	-546,71	28,38	7,139	-21,108
	Nmin ,Mc,Vco	C26	-20,57		0,632	-20,471
	M3max,Nc,Vc	C19	-133,54		2,771	41,183
	M2max,Nc,Vc	C19	-133,54		17,263	25,404
G + Q + EX	Nmax ,Mc,Vco	C11	-581,46	72,94	4,339	-64,47
	Nmin ,Mc,Vco	C22	22,65		4,007	1,012
	M3max,Nc,Vc	C19	-105,22		4,409	106,402
	M2max,Nc,Vc	C21	-90,47		21,137	74,21
G + Q + EY	Nmax ,Mc,Vco	C11	-595,78	47,97	-8,253	-27,412
	Nmin ,Mc,Vco	C26	3,32		1,013	-1,778
	M3max,Nc,Vc	C21	-71,36		20,583	56,379
	M2max,Nc,Vc	C28	-100,17		69,909	-6,592
0.8G + EX	Nmax ,Mc,Vco	C14	-368,76	60,09	0,125	-71,495
	Nmin ,Mc,Vco	C24	52,45		0,274	1,553
	M3max,Nc,Vc	C19	-68,65		3,944	87,373
	M2max,Nc,Vc	C21	-60,83		17,717	58,842
0.8G + EY	Nmax ,Mc,Vco	C11	-355,33	47,81	-12,349	-16,887
	Nmin ,Mc,Vco	C26	46,97		1,561	5,435
	M3max,Nc,Vc	C21	-41,72		17,163	41,011
	M2max,Nc,Vc	C28	-72,94		69,671	-4,701

**3- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :**

**3-1-Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

• **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% x b x h**

Poteau (50×50) :  $A_{\min}=0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45) :  $A_{\min}=0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{\min}=0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

• **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% x b x h**

Poteau (50×50) :  $A_{\max}=0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45) :  $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

• **Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% x b x h**

Poteau (50×50) :  $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45) :  $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- La longueur minimale des recouvrements  $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

**3-2-Armatures transversales :**

**Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

• Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :  $\lambda_g$  élancement géométrique

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

La valeur **maximum** d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm})$$

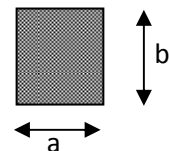
- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\text{min}}$$

Avec  $\phi$  est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

▪ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$ : longueur de flambement.

▪Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$ .

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

**Conventions :**

**Efforts normaux :**

$N > 0$  : compression

$N < 0$  : traction

**4-Calcul des armatures à l'ELU :**

- Etapes de calcul en flexion composée :

**4-1- Armatures longitudinales :**

✓ Si  $N_U$  est un effort de traction et

$e = \frac{M_U}{N_U} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$  Alors la section est entièrement tendue

✓ Si  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$  Alors la section est partiellement comprimée.

✓ Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$  .Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d- c) N_u - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$  moment fictif

➤ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Si } \mu_b < \mu_l \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si  $\mu_b > \mu_l$  la section est doublement armée (SDA)  
donc il faut calculer  $A_l$  et  $A'_l$ ,

$$\mu_l = 0.392.$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :  $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$  pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_l = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_l = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec  $\Delta M = M_f - M_r$

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est  $A'_s = A'_l$ ,  $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$

➤ Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

#### **4-2- Exemple de Calcul des armatures longitudinales a l'ELU :**

**Poteau (50x50) :** Mu=38,68 kn.m

Nu=1710,9KN (effort de compression)

$$e_u = \frac{38,68 \times 10^2}{1710,9} = 2,26 \text{ cm} < \left( \frac{50}{2} - 2,5 \right) = 22,5 \text{ cm}$$

Le centre de pression est entre les armatures

$$\text{Donc : } g = 2,26 + \left( \frac{50}{2} - 2,5 \right) = 24,76 \text{ cm}$$

$$M_f = 1710,9 \times 24,76 = 42361,884 \text{ kn.cm}$$

$$1710,9(48-2,5) - 42361,884 < (0.337(50) - 0.81(2,5)) \cdot 50 \cdot 50 \cdot 14.2 \\ 35484,066 < 526287,5$$

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,264$$

$$\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (A}'=0)$$

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = 30,40 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles :**  $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 30,40 - \frac{1710,9}{34,8} = -18,76 \text{ cm}^2$

Sens longitudinal												
niveaux	section	sollicitatio	N(Kn)	M(Kn.m)	e(cm)	h/2-c (cm)	Mf (Kn.m)	nature	OBS	Af (cm2)	N/σ(cm2)	Af - $\frac{N}{\sigma_{st}}$
s-sol	50x50	Mmax	-1710,9	38,68	2,26	22,5	42361,884	SPC	SSA	30,40	49,16	-18,76
		Nmin	-533,75	-20,833	3,9	22,5	14091	SPC	SSA	10,11	15,33	-5,22
		Nmax	-2531,1	-8,359	0,33	22,5	57785,013	SPC	SSA	41,46	72,73	-31,27

Sens transversal												
niveaux	section	sollicitatio	N(Kn)	M(Kn.m)	e(cm)	h/2-c (cm)	Mf (Kn.m)	nature	OBS	Af (cm2)	N/σ(cm2)	Af - $\frac{N}{\sigma_{st}}$
s-sol	50x50	Mmax	-1813,91	55,207	3,04	22,5	46327,26	SPC	SSA	33,24	52,12	-18,88
		Nmin	-533,75	2,161	0,404	22,5	12225,01	SPC	SSA	8,77	15,33	-6,5
		Nmax	-2531,1	2,737	0,108	22,5	57223,10	SPC	SSA	41,06	72,73	-31,67

**Les résultats du calcul des sections d'armature sont résumé dans les tableaux ci-dessous :**

Poteau 50x50											SECTION (cm <sup>2</sup> )			
SENS LONGITUDINAL						S E N S T R A N S V E R S A L					Amin	Aadop	ferrailage	
COMB	N (KN)	M (KN.m)	Nature	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	Nature	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )				
ELU	Ncosp= -1710,9	M3max=38,68	SEC	0	0	Ncosp=-1813,91	M2max=55,207	SEC	0	0	20	20	4HA20+4HA20	
	Nmax=-2531,1	M3cosp=-8,359	SEC	0	0	Nmax=-2531,1	M2coresp=-18,765	SEC	0	0				
	Nmin=-533,75	M3cosp=38,68	SEC	0	0	Nmin=-533,75	M2coresp=2,161	SEC	0	0				
G+Q+EX	Ncosp=-979,44	M3max=93,627	SEC	0	0	Ncosp=-1168,17	M2max=41,795	SEC	0	0	20	4HA20+4HA20		
	Nmax=-1977,51	M3cosp=-43,385	SEC	0	0	Nmax=-1977,51	M2coresp=-1,284	SEC	0	0				
	Nmin=803,66	M3cosp=4,669	SEC	11,86	11,25	Nmin=803,66	M2coresp=1,714	SEC	11,44	11,66				
G+Q+EY	Ncosp=-921,43	M3max=-39,387	SEC	0	0	Ncosp=-1156,07	M2max=58,551	SEC	0	0	20			4HA20+4HA20
	Nmax=-2155,53	M3cosp=-4,645	SEC	0	0	Nmax=-2155,53	M2coresp=-24,451	SEC	0	0				
	Nmin=1112,86	M3cosp=-4,645	SEC	15,69	16,3	Nmin=1112,86	M2coresp=5,29	SEC	16,34	15,65				
08GEX	Ncosp=-423,84	M3max=79,126	SEC	0	0	Ncosp=-473,21	M2max=20,435	SEC	0	0	20			
	Nmax=-1729,62	M3cosp=-29,248	SEC	0	0	Nmax=-1729,62	M2coresp=-2,306	SEC	0	0				
	Nmin=1037,05	M3cosp=-29,248	SEC	16,82	13	Nmin=1037,05	M2coresp=-2,306	SEC	14,76	15,06				
08GEY	Ncosp=-539,75	M3max=3,871	SEC	0	0	Ncosp=-539,75	M2max=57,372	SEC	0	0	20		4HA20+4HA20	
	Nmax=-1942,12	M3cosp=-7,991	SEC	0	0	Nmax=-1942,12	M2coresp=-24,554	SEC	0	0				
	Nmin=1313,01	M3cosp=-0,09	SEC	18,88	18,87	Nmin=1313,01	M2coresp=4,974	SEC	18,55	19,2				

**CHAPITRE VI.....Résultats d'étude aux chargements et ferrailage des éléments**

Poteau 45x45											SECTION (cm <sup>2</sup> )				
SENS LONGITUDINAL						S E N S T R A N S V E R S A L					Amin	Aadop	ferrailage		
COMB	N(KN)	M(KN.m)	Nature	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	Nature	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )					
ELU	Ncosp=-917,47	M3max=-49,987	SEC	0	0	Ncosp=-1420,82	M2max=32,108	SEC	0	0	16,2	16,2	4HA16+4HA20		
	Nmax=-1553,21	M3cosp=-27,544	SEC	0	0	Nmax=-1553,21	M2cosp=9,315	SEC	0	0					
	Nmin=-255,7	M3cosp=-21,68	SEC	0	0	Nmin=-255,7	M2cosp=1,276	SEC	0	0					
G+Q+EX	Ncosp=-527,7	M3max=109,235	SEC	0	0	Ncosp=-919,92	M2max=26,076	SEC	0	0	16,2	4HA16+4HA20			
	Nmax=-1216,23	M3cosp=-86,11	SEC	0	0	Nmax=-1216,23	M2cosp=-0,597	SEC	0	0					
	Nmin=96,39	M3cosp=2,036	SEC	1,24	1,54	Nmin=96,39	M2cosp=4,291	SEC	1,07	1,7					
G+Q+EY	Ncosp=-341,33	M3max=54,036	SEC	0	0	Ncosp=-503,88	M2max=73,098	SEC	0	0	16,2			4HA16+4HA20	
	Nmax=-1222,75	M3cosp=-25,933	SEC	0	0	Nmax=-1222,75	M2cosp=-11,872	SEC	0	0					
	Nmin=317,34	M3cosp=0,339	SEC	4,54	4,59	Nmin=317,34	M2cosp=2,684	SEC	4,36	4,76					
08GEX	Ncosp=-239,83	M3max=91,918	SEC	0	0	Ncosp=-249,52	M2max=17,323	SEC	0	0	16,2				4HA16+4HA20
	Nmax=-771,84	M3cosp=-72,784	SEC	0	0	Nmax=-771,84	M2cosp=-0,644	SEC	0	0					
	Nmin=220,36	M3cosp=2,719	SEC	2,97	3,37	Nmin=220,36	M2cosp=0,582	SEC	3,12	3,21					
08GEY	Ncosp=-139,5	M3max=40,156	SEC	0	0	Ncosp=-292,99	M2max=72,931	SEC	0	0	16,2		4HA16+4HA20		
	Nmax=-810,93	M3cosp=-26,425	SEC	0	0	Nmax=-810,93	M2cosp=-8,769	SEC	0	0					
	Nmin=430,44	M3cosp=18,747	SEC	7,57	4,81	Nmin=430,44	M2cosp=2,236	SEC	6,02	6,3					

**CHAPITRE VI.....Résultats d'étude aux chargements et ferrailage des éléments**

Poteau 40x40											SECTION (cm <sup>2</sup> )		
SENS LONGITUDINAL						SENS TRANSVERSAL					Amin	Aadop	ferrailage
COMB	N(KN)	M(KN.m)	Nature	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	Nature	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )			
ELU	Ncosp=-182,12	M3max=57,62	SEC	0	0	Ncosp=-430,05	M2max=24,581	SEC	0	0	12,8	12,8	4HA16+4HA14
	Nmax=-762,64	M3cosp=-29,678	SEC	0	0	Nmax=-762,64	M2cores p=10,138	SEC	0	0			
	Nmin=-28,56	M3cosp=-28,485	SEC	0	0	Nmin=-28,56	M2cores p=0,875	SEC	0	0			
G+Q+EX	Ncosp=-105,22	M3max=106,402	SEC	0	0	Ncosp=-90,47	M2max=21,137	SEC	0	0	12,8	12,8	
	Nmax=-581,46	M3cosp=-64,47	SEC	0	0	Nmax=-581,46	M2cores p=4,339	SEC	0	0			
	Nmin=22,65	M3cosp=1,012	SEC	0,24	0,41	Nmin=22,65	M2cores p=4,007	SEC	0	0,66			
G+Q+EY	Ncosp=-71,36	M3max=56,379	SEC	0	0	Ncosp=-100,17	M2max=69,909	SEC	0	0	12,8	12,8	
	Nmax=-595,78	M3cosp=-27,412	SEC	0	0	Nmax=-595,78	M2cores p=-8,253	SEC	0	0			
	Nmin=3,32	M3cosp=-1,778	SEC	0	0,19	Nmin=3,32	M2cores p=1,013	SEC	0,13	0			
08GEX	Ncosp=-68,65	M3max=87,373	SEC	0	0	Ncosp=-60,83	M2max=17,717	SEC	0	0	12,8	12,8	
	Nmax=-368,76	M3cosp=-71,495	SEC	0	0	Nmax=-368,76	M2cores p=0,125	SEC	0	0			
	Nmin=52,45	M3cosp=1,553	SEC	0,62	0,89	Nmin=52,45	M2cores p=0,274	SEC	0,73	0,78			
08GEY	Ncosp=-41,72	M3max=41,011	SEC	0	0	Ncosp=-72,94	M2max=69,671	SEC	0	0	12,8	12,8	
	Nmax=-355,33	M3cosp=-16,887	SEC	0	0	Nmax=-355,33	M2cores p=-12,349	SEC	0	0			
	Nmin=46,97	M3cosp=5,435	SEC	0,22	1,13	Nmin=46,97	M2cores p=1,561	SEC	0,54	0,81			

**4-3-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.

**4-1- Espacement des armatures transversales :**

**Selon le BAEL :**

$$S_t \leq \min \{15\Phi_{l\min}; 40\text{cm}; (a + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{18; 40\text{cm}; (35 + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm}$$

**Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2) :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min \{10\Phi_l; 15\text{cm}\} \quad S_t \leq 12\text{cm}$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq 15 \Phi_l \quad S_t \leq 18\text{cm}$$

**Conclusion :**

On adopte :  $S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$   
 $S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$

**4-1-1-La section d'armatures transversales :**

**Selon BAEL 91 (Art A8.1.3)**

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.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_{l\max} - 20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \Phi_t = 8\text{mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par un cadre en  $\Phi 8$

$$\text{Donc : } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2.$$

**Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2) :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e}$$

$S_t$  : espacement des armatures transversales

$h_t$  : 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

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

- **Calcul de  $\lambda_g$ : BAEL 91 (Art: B8.4.1) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

**Avec :**

$l_f$  : longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

ZONE	l0(m)	b(m)	h(m)	S(m2)	Lf= 0.707l0 (m)	Tu (KN)	I (m4)	i	$\lambda_g$	$\rho_a$	$\frac{A_t = \rho_a \times T_u}{S_t = h_t \times f_e}$ (mm <sup>2</sup> )	
											ST = 15 cm	ST = 10cm
Zone I (S- Sol 1)	4,08	0,5	0,5	0,25	2,884	57,21	0,0052	0,14	20,6	2.5	107,26	71,51
Zone I (S- Sol 2-3)	3,23	0,5	0,5	0,25	2,283	57,21	0,0052	0,14	16,30	2.5	107,26	71,51
ZONE II	3,23	0,45	0,4 5	0,20 25	2,283	69,57	0,003	0,12	19,02	2.5	144,93	96,625
ZONE III	3,23	0,4	0,4	0,16	2,283	72,94	0,0021	0,11	20,75	2.5	170,95	113,96

**Conclusion :**

On opte pour :  $A_T = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8$  Soit deux cadre de  $\Phi 8$  pour tout les poteaux

**4-1-2-Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :**

Pour  $\lambda_g > 5$  la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

Poteaux	$A_{tmin} = 0.3\%St \times b$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{ad}$ (cm <sup>2</sup> )	OBS	
	zone courante (ST = 15 cm)	zone nodale (ST = 10cm)		Zone courante	Zone nodale
<b>50x50</b>	<b>2,25</b>	<b>1,5</b>	<b>2,01</b>	<b>C. N.V</b>	<b>C.V</b>
<b>45x45</b>	<b>2,025</b>	<b>1,35</b>	<b>2,01</b>	<b>C.N.V</b>	<b>C.V</b>
<b>40x40</b>	<b>1,8</b>	<b>1,2</b>	<b>2,01</b>	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**Conclusion :**

On adoptera  $A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8$  Soit deux cadre de  $\Phi 8$  pour les poteaux (40x40) et

On adoptera  $A_t = 3.03\text{cm}^2 = 6\text{HA}8$  soit trois cadres de  $\Phi 8$  pour les poteaux (50x50) et (45x45)

**Longueur de recouvrement :**

Pour le  $\Phi 20 \Rightarrow L = 40\Phi l = 40 \times 2 = 80$  cm

Pour le  $\Phi 16 \Rightarrow L = 40\Phi l = 40 \times 1.6 = 64$  cm

Pour le  $\Phi 14 \Rightarrow L = 40\Phi l = 40 \times 1.4 = 56$  cm

Pour le  $\Phi 12 \Rightarrow L = 40\Phi l = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

**Détermination de la zone nodale :**

Poteaux	$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$	
<b>50x50 (S-sol 1)</b>	$h' = \max(408-40/6 ; 50 ; 50 ; 60\text{cm})$	$h' = 61,33$ cm
<b>50x50 (S-sol 2-3)</b>	$h' = \max(323-40/6 ; 50 ; 50 ; 60\text{cm})$	$h' = 60$ cm
<b>40x40</b>	$h' = \max(323-40/6 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$	$h' = 60$ cm
<b>30x30</b>	$h' = \max(323-40/6 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60$ cm

**Vérification des contraintes tangentielles : (Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003) :**

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 :

$$\bar{\tau}_{bu} R = \rho d \times f_{c28}$$

**Avec :**

$\rho d = 0.075$  si  $\lambda_g > 5$

$\rho d = 0.04$  si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho d = 0.075 \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875\text{Mpa}$

Poteaux	b(cm)	d(cm)	Tu (KN)	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_{bu}$	$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
<b>50x50</b>	50	47,5	57,21	1.875	<b>0,240</b>	<b>C.V</b>
<b>45x45</b>	45	42,5	69,57	1.875	<b>0,31</b>	<b>C.V</b>
<b>40x40</b>	40	37,5	72,94	1.875	<b>0,486</b>	<b>C.V</b>

**Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

**5-Vérifications à l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 A.4.5.2})$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

-on calcul l'air de la section homogène totale :  $S = b.h + 15(As + A's)$

-on détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A's \times (0.5 \times h - d') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(As + A's)}$$

-on calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15 \left[ A's(0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5 \times h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{Ns(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie :  $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Remarque :** si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$L_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec :

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

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

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

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t=0,5(\sqrt{\Delta} - q), u=t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}. \text{ puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_2^1 = a \cos \varphi \left( \frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_2^2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_2^3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

- On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[ A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c')^2 \right]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

**5-1-Vérification a L'ELS :**

**Les résultats de vérification des contraintes (sens longitudinal) :**

Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinal											
Z on e	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	$\sigma_{sup}$ MPa	$\sigma_{inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Obs
I	50x50	Mmax	-1224,17	27,399	0,022	8,33	SEC	4,52	3	15	C.V
		Nmin	-384,82	-14,741	0,0383		SEC	1,59	0,77	15	C.V
		Nmax	-1806,87	-5,908	0,0032		SEC	5,72	5,39	15	C.V
II	45x45	Mmax	-657,9	35,612	0,054	7,5	SEC	3,85	1,13	15	C.V
		Nmin	-184,38	-15,463	0,0838		SEC	1,29	0,11	15	C.V
		Nmax	-1112,59	-19,536	0,017		SEC	4,96	3,46	15	C.V
III	40x40	Mmax	-133,54	41,183	0,308	6,66	SEC	3,46	0	15	C.V
		Nmin	-20,57	-20,471	0,995		SEC	1,53	0	15	C.V
		Nmax	-546,71	-21,108	0,038		SEC	3,93	1,47	15	C.V

**Les résultats de vérification des contraintes (sens transversal) :**

		Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal									
Zone	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	$\sigma_{sup}$ MPA	$\sigma_{inf}$ MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	Obs
I	50x50	Mmax	-1297,56	38,996	0,030	8,33	SEC	5,07	2,91	15	C.V
		Nmin	-384,82	1,532	0,0039		SEC	1,23	1,14	15	C.V
		Nmax	-1806,87	1,929	0,001		SEC	5,61	5,5	15	C.V
II	45x45	Mmax	-1017,7	22,698	0,022	7,5	SEC	4,72	2,98	15	C.V
		Nmin	-184,38	0,911	0,0049		SEC	0,73	0,66	15	C.V
		Nmax	-1112,59	6,556	0,0058		SEC	4,46	3,96	15	C.V
III	40x40	Mmax	-133,54	17,263	0,129	6,66	SEC	1,7	0	15	C.V
		Nmin	-20,57	0,632	0,0307		SEC	0,14	0,06	15	C.V
		Nmax	-546,71	7,139	0,013		SEC	3,11	2,28	15	C.V

**6-Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003).... [1]**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si } \lambda g > 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si } \lambda g < 5$$

$$\lambda g > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075 \quad \bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = \mathbf{1.875 \text{ Mpa}}$$

poteaux	b(cm)	d(cm)	Tu (KN)	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_{bu}$	$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
<b>50x50</b>	50	47,5	22,27	<b>1.875</b>	<b>0,09</b>	<b>C.V</b>
<b>45x45</b>	45	42,5	-23,1	<b>1.875</b>	<b>0,12</b>	<b>C.V</b>
<b>40x40</b>	40	37,5	28,38	<b>1.875</b>	<b>0,189</b>	<b>C.V</b>

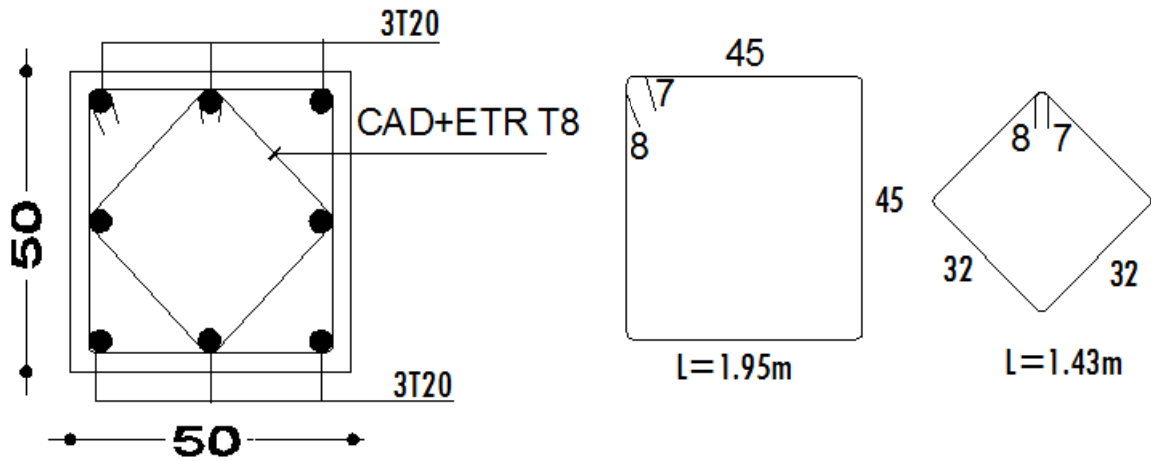
Les contraintes tangentielles sont admissibles.

**Conclusion :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit.

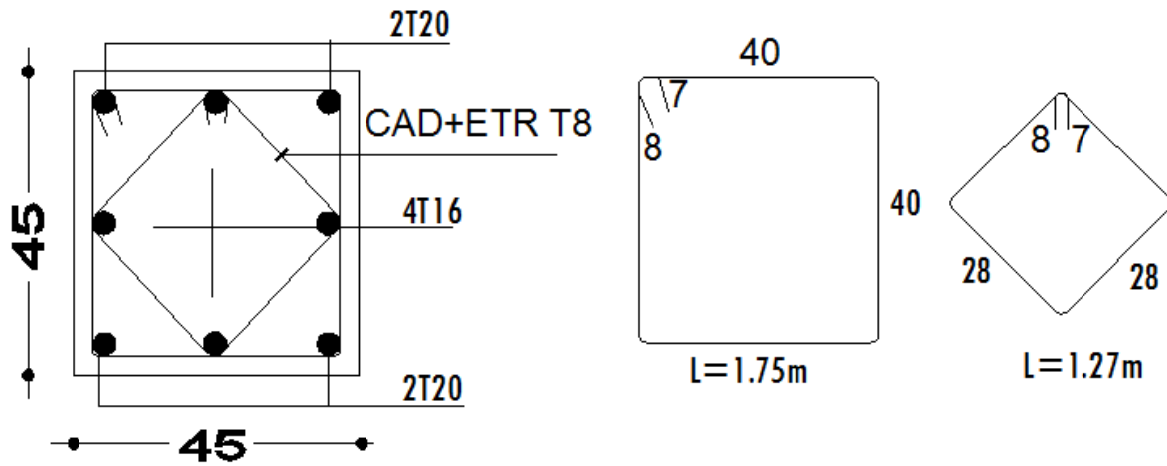
**7-Résultats de ferrailage des poteaux :**

zone	section	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté
I	50x50	20	8HA20=25,12
II	45x45	16,2	4HA20+4HA16=17,08
III	40x40	12,8	4HA16+4HA14=14,19



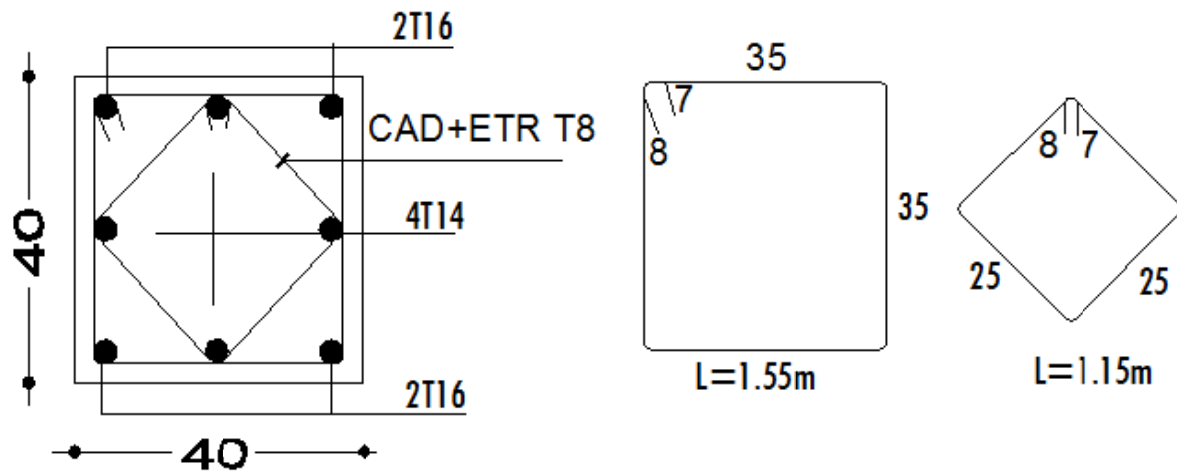
**COUPE**

**FERRAILAGE DES POTEAUX 50X50**



## COUPE

### FERRAILAGE DES POTEAUX 45X45



## COUPE

### FERRAILAGE DES POTEAUX 40X40

## **Ferrailage des poutres**

### **1- Introduction :**

*Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.*

*Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.*

*Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.*

*Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables*

***ELU (1,35G+1,5Q), accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.***

### **1-2- Recommandations du RPA99 sur les armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :**

#### **• Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section :

- Poutre principales : (40x30) =  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ .

-Poutre secondaire : (35x30) =  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$ .

-poutre palière : (35x30) =  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$ .

-Poutres de chaînage (20 x 30) =  $A_{min} = 0.005 \times 20 \times 25 = 3 \text{ cm}^2$

- ***Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :***

*A max = 4% (b x h) en zone courante.*

*A max = 6% (b x h) en zone de recouvrement.*

#### **Poutres principales (30x 40) :**

*A max = 0.04 x 30 x 40 = 48 cm<sup>2</sup> (zone courante).*

*A max = 0.06 x 30 x 40 = 72 cm<sup>2</sup> (zone de recouvrement).*

**Poutres secondaires et palières (30 x 35) :**

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$  (zone courante).

$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$  (zone de recouvrement).

**Poutres de chaînage (20 x 30) :**

$A_{max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$  (zone courante).

$A_{max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$  (zone de recouvrement).

**1-3- Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

Soit :

$A_{st}$  = section d'armatures tendues.

$A_{sc}$  = section d'armatures comprimées.

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2} \text{ avec: } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c25}}{b} \text{ (Art BAEL B66).}$$

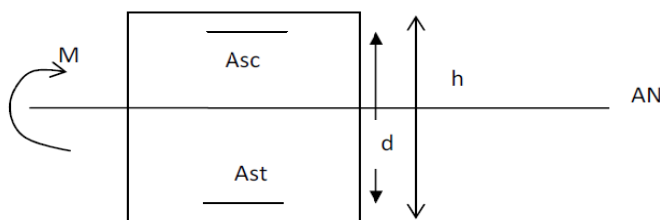
• **Calcul du moment réduit limite ( $\mu_l$ ) :**

$FeE400$  }  $\mu_l = 0,392$   
 $\delta_b = 1.15$  }

En comparaison entre la valeur de  $\mu$  et celle de  $\mu_l$  nous mène à deux cas qui sont à étudier :

**Premier cas :**

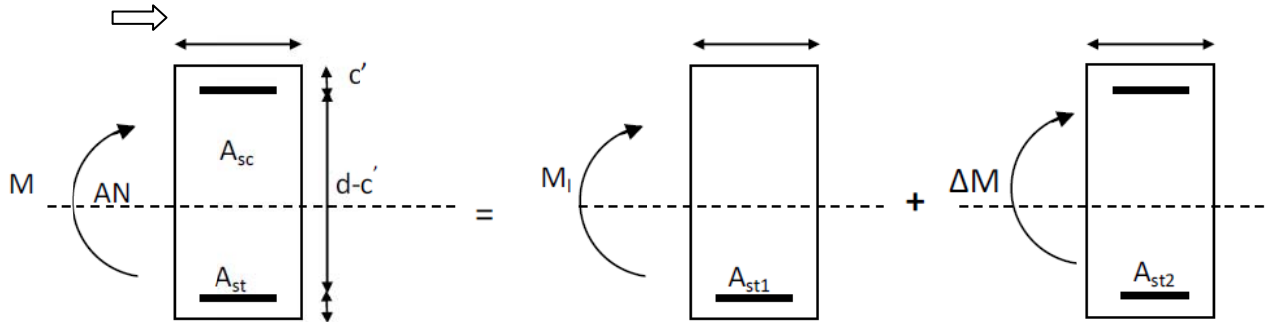
$\mu < \mu_l$  section simplement armée (SSA)  $\implies$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Deuxième cas :

$\mu \geq \mu_1$  section doublement armée (SDA).



$$\left\{ \begin{array}{l} M = M_1 + \Delta M_1 \\ M_1 = \mu b d^2 f_{bu} \end{array} \right. \quad \Delta M = M - M_1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Ast = Ast_1 + Ast_2 = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ Asc = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{array} \right.$$

2-Ferrailage des poutres :

Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux.

- Ferrailage des poutres principales :(tableau 1)

b= 30 cm, h= 40 cm, d=37cm

Le calcul se fait suivant les combinaisons suivantes : *ELU* et *Accidentelles(RPA)*, le ferrailage se fera suivant le moment MAX pour chaque zone (Travées, Appuis supérieurs et inférieurs) et cela suivants les diagrammes suivants :

1. En travée :

$M_{\max} = 52.25 \text{ KN.m}$  donné par l'ELU (STORY 1 poutre B14)

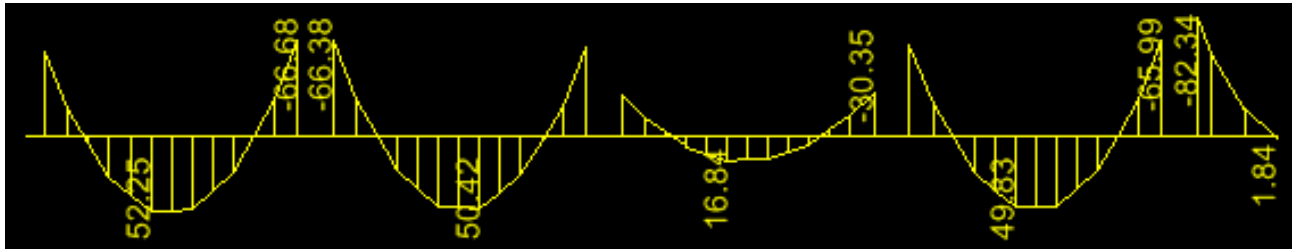


Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

2. Aux appuis :

a) Appuis supérieurs :

$M_{\max} = -123.58 \text{ KN.m}$  donné par la combinaison  $G + Q + Ey$  (STORY 7 poutre B7)

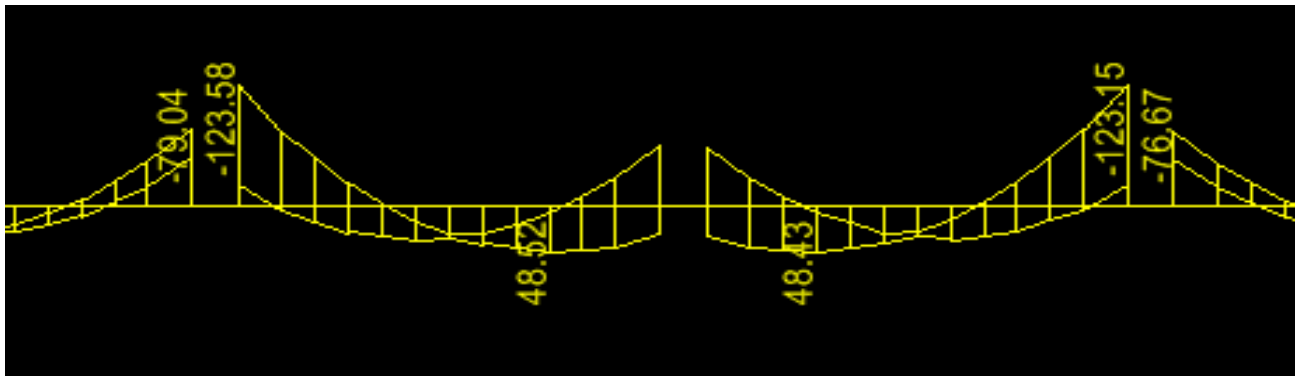


Diagramme des moments fléchissants en situation accidentelle

b) Appuis inférieurs :

$M_{\max} = 60.92 \text{ KN.m}$  donné par la combinaison  $G + Q + Ey$  (STORY 8 poutre B3)

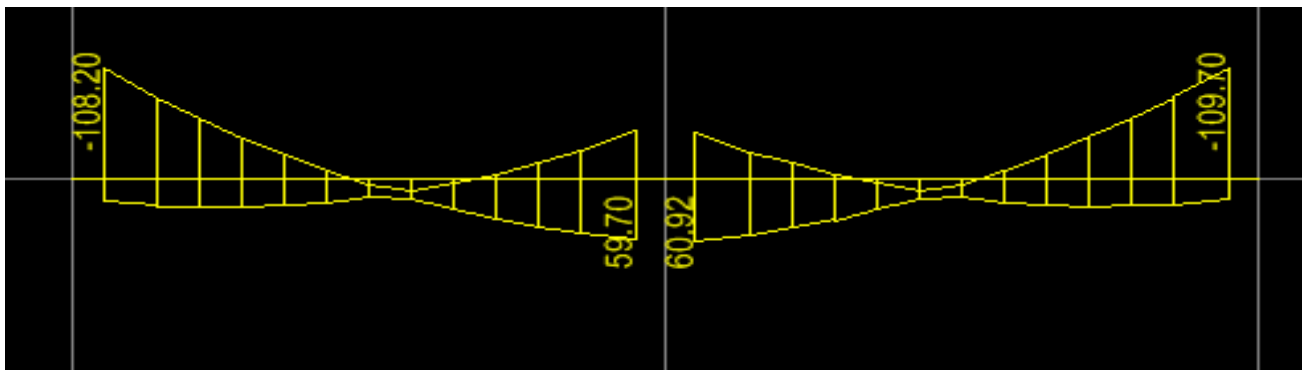
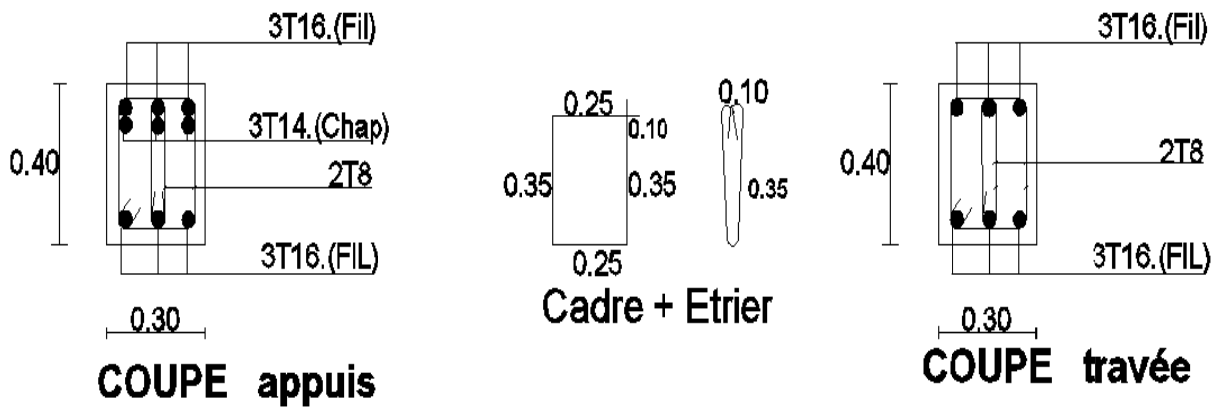


Diagramme des moments fléchissants en situation accidentelle

<i>ZONE</i>	<i>Mmax (Kn.m)</i>	<i>Comb</i>	<i>b (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>Fbc (Mpa)</i>	$\mu$	$\beta$	<i>As (cm2)</i>	<i>A min</i>	<i>A adoptée</i>	<i>ferrailage (Filantes)</i>	<i>ferrailage (Chap)</i>
<i>Travée</i>	52.25	ELU	300	370	14.2	0.086	0.955	4.25	6	6.03	3HA16	/
<i>Appuis</i>	123.58	ACC	300	370	18.48	0.162	0.911	10.53	6	10.65	3AH16	3HA14

TABELEAU 1 : Ferrailage des poutres principales

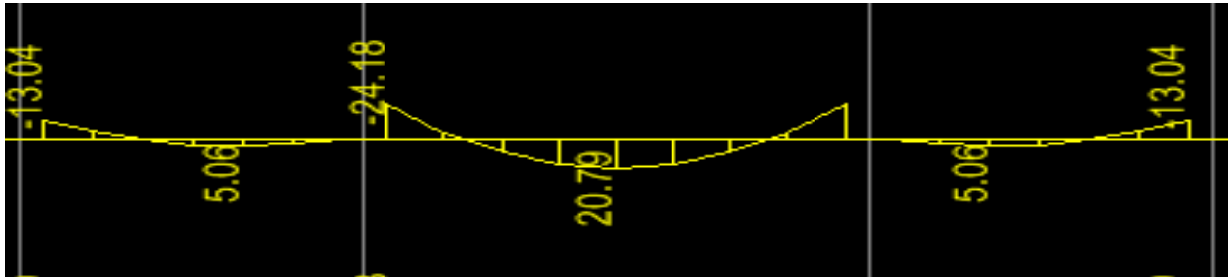


• **Ferraillage des poutres secondaires :(tableaux 2)**

b= 30 cm, h= 35 cm, d=32 cm

1. **En travée :**

$M_{max} = 20.79 \text{ KN.m}$  donné par l'ELU (STORY 7 poutre B46)

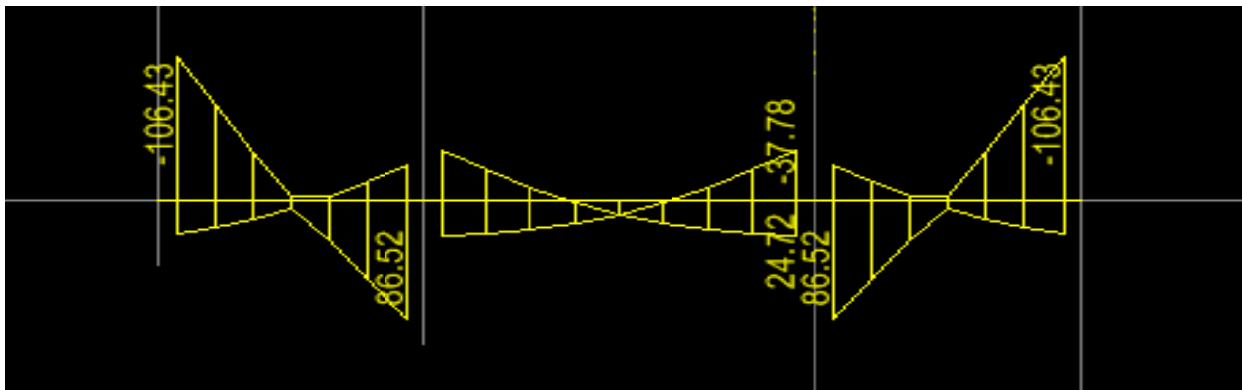


*Diagramme des moments fléchissants à l'ELU*

2. **Aux appuis :**

a) **Appuis supérieurs :**

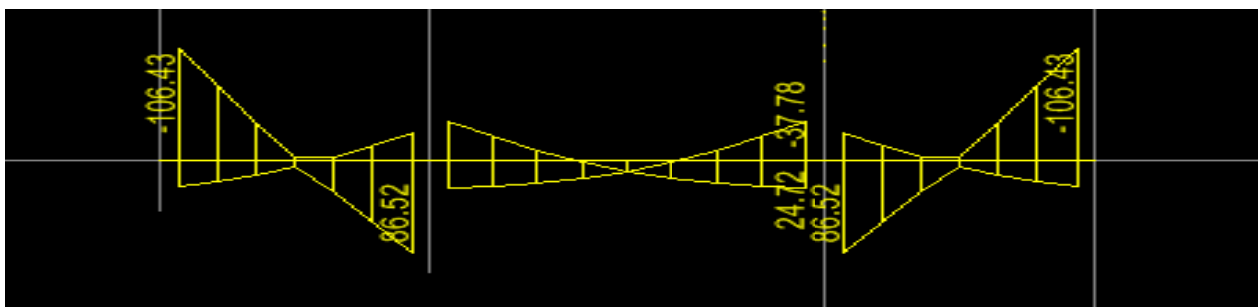
$M_{max} = -106.43 \text{ KN.m}$  donné par la combinaison  $G + Q + EX$  (STORY 8 poutre B52)



*Diagramme des moments fléchissants en situation accidentelle*

b) **Appuis inférieurs :**

$M_{max} = 86.52 \text{ KN.m}$  donné par la combinaison  $G + Q + EX$  (STORY 8 poutre B52)



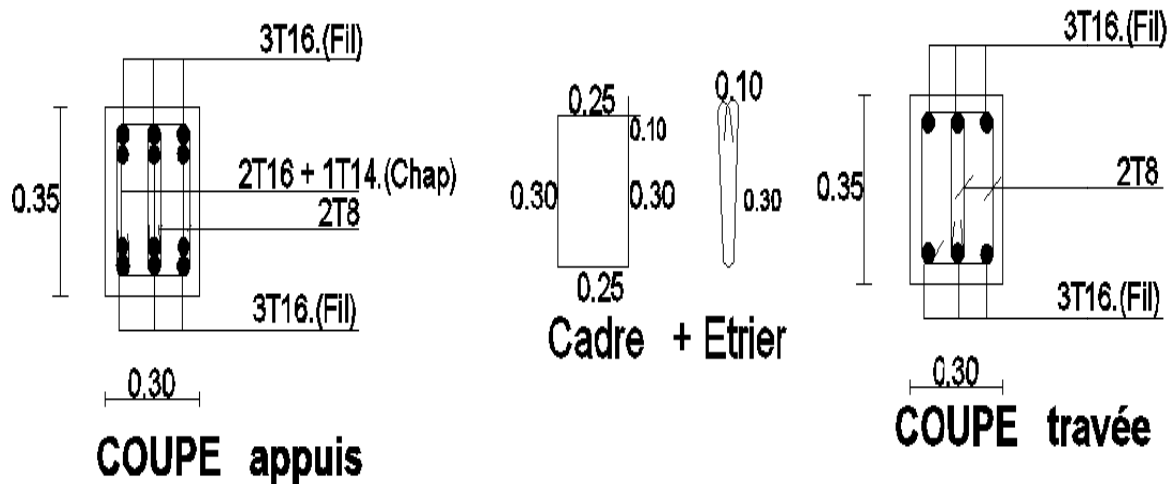
*Diagramme des moments fléchissants en situation accidentelle*

<i>Appuis</i>	<i>Travée</i>	<i>ZONE</i>	<i>M<sub>max</sub></i> <i>(Kn.m)</i>	<i>Comb</i>	<i>b (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>F<sub>bc</sub></i> <i>(Mpa)</i>	$\mu$	$\beta$	<i>A<sub>s</sub></i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>min</sub></i>	<i>A adoptée</i>	<i>ferrailage</i> <i>(Filantes)</i>	<i>ferrailage</i> <i>(Chap)</i>
106.43	20.79			ELU	300	320	14.2	0.048	0.975	1.91	5.25	6.88	3HA16	/
ACC					300	320	18.48	0.187	0.895	10.67	5.25	11.59	3HA16	2HA16 + 1HA14

**TABELEAU 2: Ferrailage des poutres secondaires**

**REMARQUE :**

Par mesure de sécurité le RPA nous exige de ferrailer les appuis par symétrie (appuis supérieurs et inférieurs)

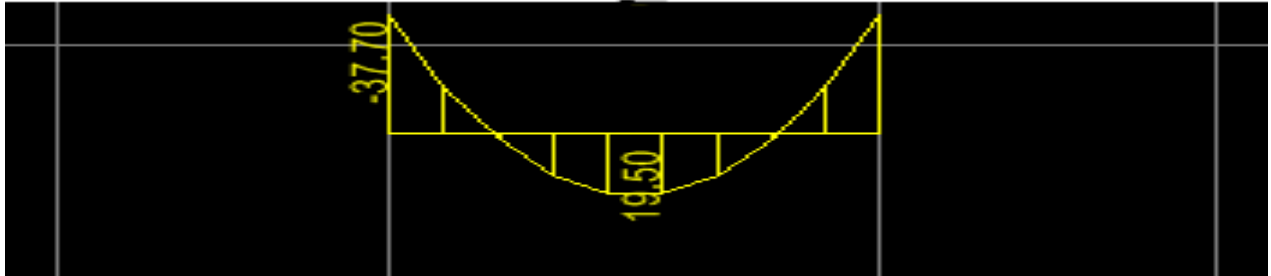


• **Ferrailage des poutres Palières : (tableaux 3)**

b= 30 cm, h= 35 cm, d=32 cm

1. En travée :

$M_{\max} = 19.50 \text{ KN.m}$  donné par l'ELU (STORY 1 poutre B260)

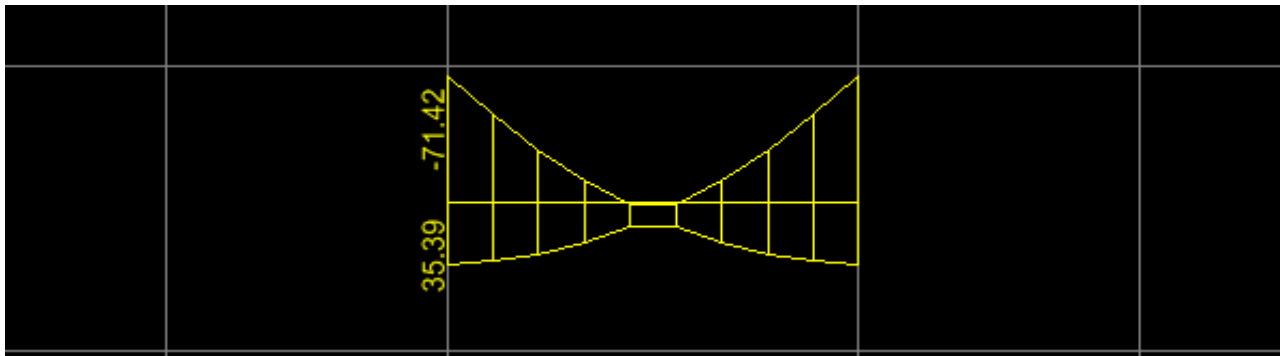


*Diagramme des moments fléchissants à l'ELU*

2. Aux appuis :

a) Appuis supérieurs :

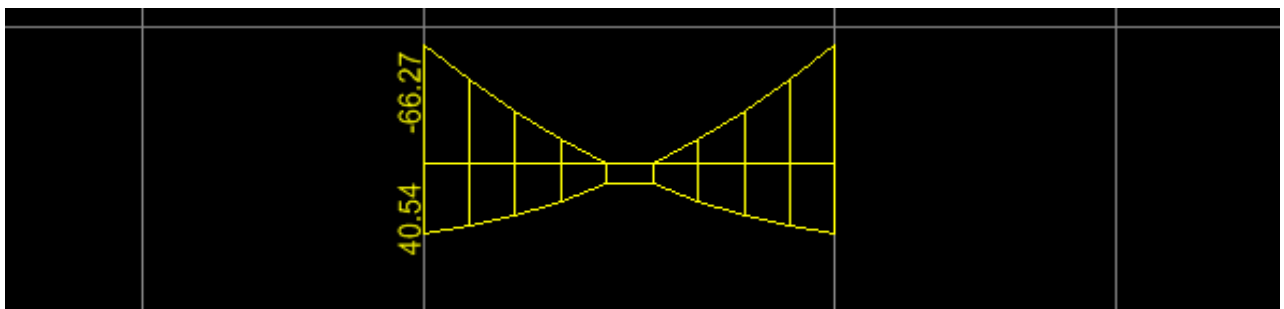
$M_{\max} = -71.42 \text{ KN.m}$  donné par la combinaison  $G + Q + EX$  (STORY 9 poutre B261)



*Diagramme des moments fléchissants en situation accidentelle*

b) Appuis inférieurs :

$M_{\max} = 40.54 \text{ KN.m}$  donné par la combinaison  $0,8G + EX$  (STORY 9 poutre B261)



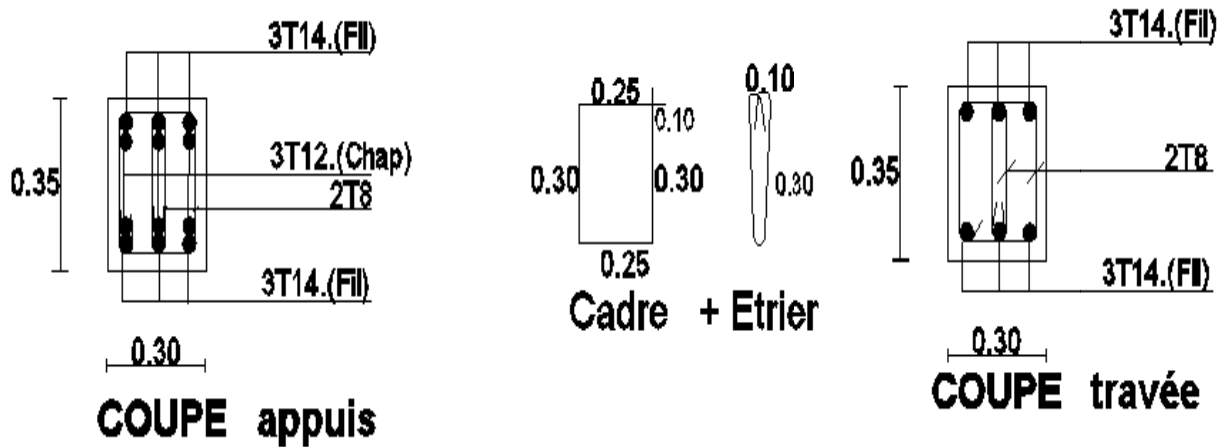
*Diagramme des moments fléchissants en situation accidentelle*

Appuis	Travée	ZONE	$M_{max}$ (Kn.m)	Comb	b (mm)	d (mm)	$F_{bc}$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	A min	A adoptée	ferrailage (Filantes)	ferrailage (Chap)
71.42	19.5			ELU	300	320	14.2	0.044	0.978	1.8	5.25	5.56	3HA14	/
ACC					300	320	18.48	0.125	0.932	6.88	5.25	8.01	3HA14	3HA12

TABELEAU 3 : Ferrailage des poutres palières

**REMARQUE :**

Par mesure de sécurité le RPA nous exige de ferrailer les appuis par symétrie (appuis supérieurs et inférieurs)

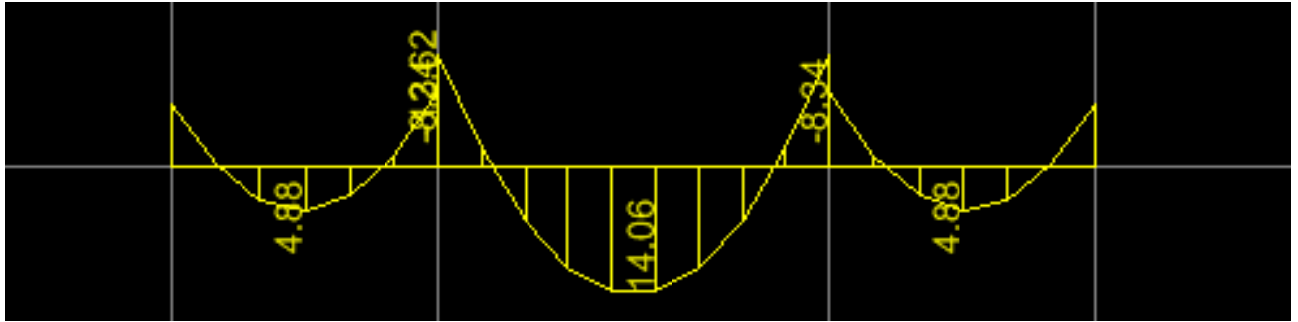


• **Ferraillage des poutres de chaînage :(tableaux 4)**

b= 20 cm, h= 30 cm, d=27 cm

1. **En travée :**

$M_{\max} = 14.06 \text{ KN.m}$  donné par l'ELU (STORY 7 poutre B77)

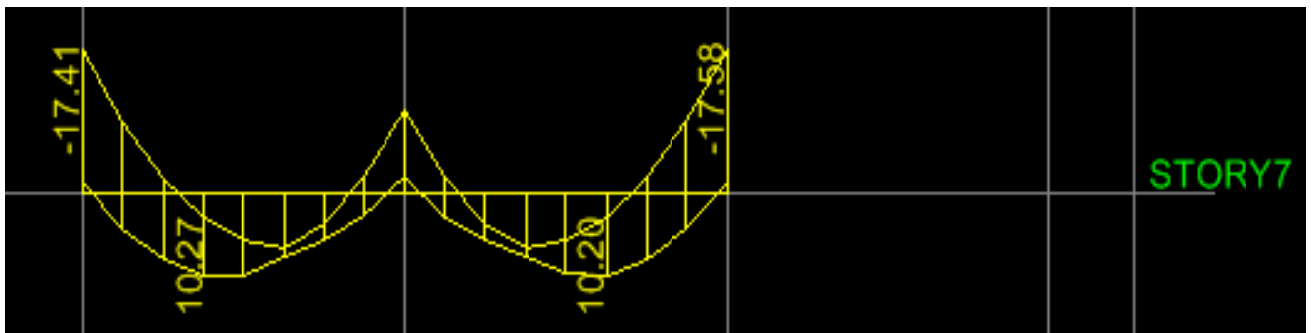


*Diagramme des moments fléchissants à l'ELU*

2. **Aux appuis :**

**Appuis supérieurs :**

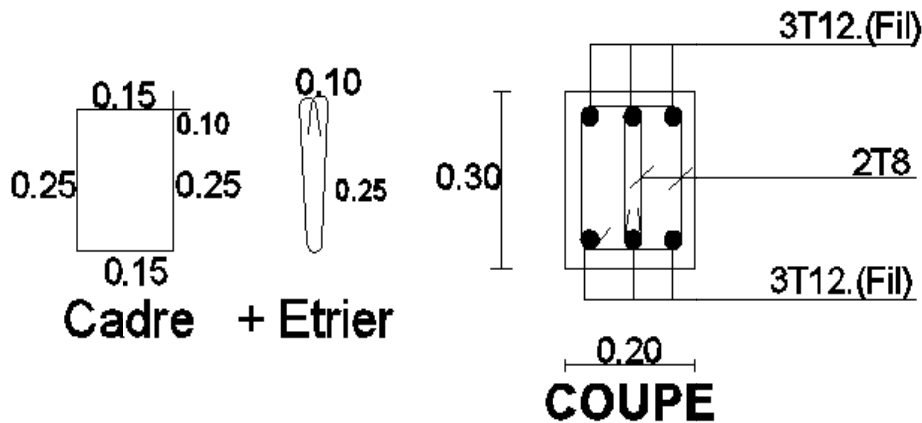
$M_{\max} = - 17.58 \text{ KN.m}$  donné par la combinaison G +Q +EY (STORY 7 poutre B73)



*Diagramme des moments fléchissants en situation accidentelle*

Appuis	Travée	ZONE	Mmax (Kn.m)	Comb	b (mm)	d (mm)	Fbc (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As (cm2)	A min	A adoptée	ferrailage (Filantes)	ferrailage (Chap)
17.58	14.06	ELU	200	270	14.2	0.07	0.964	1.55	3	3.39	3HA12	3HA12	/	
ACC	200	270	18.48	0.083	0.956	1.95	3	3.39	3HA12	/				

TABELEAU 4 : Ferrailage des poutres de chaînage.



**3- Calcul d'armatures transversales (Art. A.7.2.2 / BAEL 91):**

**Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par:  $\Phi_t = \min \{h/35, b/10, \Phi_l\}$ .

$h$  : hauteur totale d'élément ( $h=40cm$ ).

$\Phi_l$ : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

$b$  : Largeur d'élément ( $b=25cm$ ).

$\Phi_t = \min \{11.4mm, 30mm, 16mm\} = 8mm$

**Nous adopterons Cadre + Etrier : HA8**

**4- Calcul d'espacements (Art .A.6.1.24 /BAEL91) :**

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition:  $St = \min \{ 0,9d , 40cm \} = \min \{ 33.3cm , 40cm \} = 33.3cm.$

*Nous prendrons  $St=25cm.$*

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

- Sur appuis :  $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi ; 30) = \min(10 ; 14.4 ; 30)$

Soit  $S_t = 10$  Cm

- En travée :  $e \leq h/2 \rightarrow e \leq 20cm$

Soit  $e = 15$  cm

**5- Encrage des barres (Art .A.6.1.23 /BAEL91).**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56.43cm. \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835MPa$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4.  $L_s$  (Art A.6.253 /BAEL91) :**

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 56.43 \text{ cm} = 22.5cm$$

Soit  $l_c = 25cm.$

**6- Vérifications à l'ELU:**

**a. Condition de non fragilité: BAEL (Art A-4-2-1)**

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 37 \times 33 \times 2,1 / 400 = 1.34cm^2$$

-En travée:

$$\underline{PP} : A_t = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\underline{PS} : 6.88 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\underline{PC} : 5.73 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\underline{PPL} : 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Sur appuis:  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (Art : 6.1.3/BAEL91) :**

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i (3HA10 \times 3.14) = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2mm.$$

$$V_u (\text{max}) = R_A = R_B = 33.56 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = 33,56 \times 10^3 / (0,9 \times 330 \times 94,2) = 1.199 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

**c- Vérification d'efforts tranchants (Art : 5.1.2.1/BAEL91)**

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

$$\tau_u = V_u / (b.d)$$

**PP** :  $V_u = 140.68 \text{KN} \dots\dots \tau_u = 140.68 \times 1000 / (300 \times 370) = 1.267 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**PS** :  $V_u = 96.07 \text{KN} \dots\dots \tau_u = 96.07 \times 1000 / (300 \times 330) = 0.970 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**PPAL** :  $V_u = 52.64 \text{KN} \dots\dots \tau_u = 52.64 \times 1000 / (300 \times 330) = 0.531 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**PC** :  $V_u = 24.56 \text{KN} \dots\dots \tau_u = 24.56 \times 1000 / (200 \times 270) = 0,454 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**d- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieur à  $0.9Vt$  on doit prolonger au delà de bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

- **p. principales** :  $\frac{1,15}{400} \left( 140.68 + \frac{121.088}{0,9 \cdot 0,37} \right) = 1.44 \text{cm}^2$   
 $A_a = 9.24 \text{cm}^2 > 1.44 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- **p. secondaires** :  $\frac{1,15}{400} \left( 96.07 + \frac{113.52}{0,9 \cdot 0,32} \right) = 1.41 \text{cm}^2$   
 $A_a = 10.65 \text{cm}^2 > 1.41 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- **p. palère** :  $\frac{1,15}{400} \left( 52.64 + \frac{72.29}{0,9 \cdot 0,32} \right) = 0.87 \text{cm}^2$   
 $A_a = 6.78 \text{cm}^2 > 0.87 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- **p. de chaînage** :  $\frac{1,15}{400} \left( 24.56 + \frac{17.28}{0,9 \cdot 0,27} \right) = 0.27 \text{cm}^2$   
 $A_a = 3.39 \text{cm}^2 > 0.27 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

**e- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :**

$$T_u \leq 0,4x0,9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

- **p. principales** :  $T_u = 140.68\text{KN} \leq 0,4x0,9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$  ..... Condition vérifiée
- **p. secondaires** :  $T_u = 96.07\text{KN} \leq 0,4x0,9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$  ..... Condition vérifiée
- **p.palère** :  $T_u = 52.64\text{KN} \leq 0,4x0,9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$  ..... Condition vérifiée
- **p. de chaînage** :  $T_u = 24.56\text{KN} \leq 0,4x0,9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$  ..... Condition vérifiée

**8- Vérifications à l'ELS :**

**1. Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :**

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire.

**2. Vérification des contraintes dans les aciers :**

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100x A_{st}}{bxd} = \frac{100x6,78}{100x13} = 0,518$$

$$\rho_1=0,518 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1=0,892 ; \alpha_1=0,324$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,324}{15(1-0,324)} = 0,0319$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{19.958x10^{-3}}{0,892x0,13x6.78x10^{-4}} = 253.85\text{MPa}$$

253.85 Mpa < 348 Mpa ..... Condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 7.044\text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100x A_a}{bxd} = \frac{100x3.14}{100x13} = 0,245$$

$$\rho_1=0,245 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1=0,921 ; \alpha_1=0,237$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,237}{15(1 - 0,237)} = 0,020$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{7.044 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,13 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 184.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_{sa} = 184.95 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée.

**3. Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa avec : } \rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et K.

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \leq \sigma_{S_{MAX}}$$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

**4. État limite de déformation (flèche):(Art B.6.5.1 BAEL91)**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

**Sens (xx)**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :

$$\text{La flèche admissible : } f = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$0.094 < 0.88$  Condition vérifiée

**Sens (yy) :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :

$$\text{La flèche admissible : } f = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$$

$0.076 < 0.80$  Condition vérifiée

## Ferrailage des voiles

### 1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

**Zone1** : SS1.SS2.SS3

**Zone2** : RDC. Et1.2.

**Zone3** : Et 3.4.5

- **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91  $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$

Selon le RPA version 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

- **Comportement d'un voile :**

Un voile est considéré comme une console encastrée a sa base, il y'a deux types de voiles ayant un comportement différent :

Voiles élancé  $\frac{h}{e} > 1.5$

Voiles courts  $\frac{h}{e} < 1.5$

### **2- Ferrailage des voiles :**

Le ferrailage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme.

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

**Zone1** : SS1.SS2.SS3

**Zone2** : RDC. Et1.2.

**Zone3** : Et 3.4.5

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

• **Etapes de calcul**

**Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I}$$

**Avec :**

$V$  et  $V'$  : bras de levier du voile ( $V = V' = L/2$ )

**Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur  $d$  :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3}\right)$$

**Avec :**

$l'$  : longueur de la zone comprimée

$h_e$  : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

**Détermination de l'effort normale ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée :**

**-Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

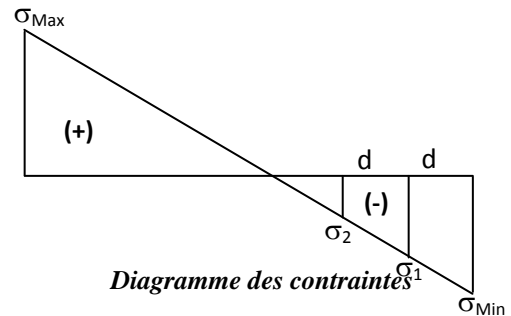
$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$

**Avec :**

$A$  : section d'armatures verticales

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10‰ = 348 MPa

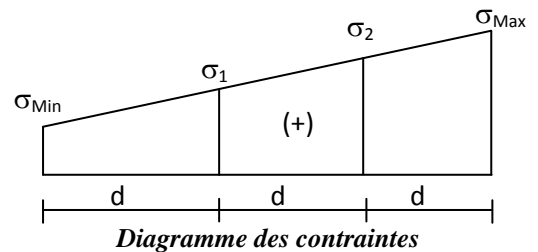
$e$  : épaisseur du voile



**-Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$



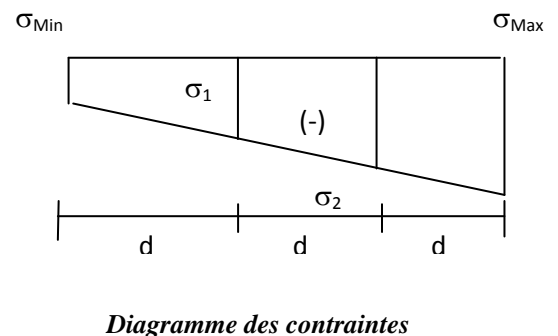
$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 ‰ = 348 MPa

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul dans le béton = 14.2 MPa

**-Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_{\max}}{2} d.e \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$



- **Sections d'armatures minimales :**

- 1) **Armatures verticales**

- A. **Compression simple :**

- La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à :  $4 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.  
 $0,2\%$  de la section totale du béton comprimé sans dépasser  $5\%$  de celle-ci.

- B. **Traction simple :**

- $A_{\min} \geq B \cdot F_{t28} / F_e$  (BAEL91)

- B : Section du béton.

- C. **Exigences du RPA 99 : (art A-7-7-41)**

- Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à  $0,2\%$  de la section horizontale du béton tendu ( $A_{\min} \geq 0.2 \% \cdot B$ ).

- 2) **Armatures horizontales :**

- Elles doivent être menées de crochets à  $135^\circ$ , ayant une longueur de  $10 \phi$  (art A-7-7-41 RPA99)

- $A_H = A_v / 4$  (BAEL91)

- $A_H = 0.15 \% B$  (RPA99)

- 3) **Armatures transversales :**

- Les armatures transversales sont perpendiculaires aux forces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales.

- Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **04** épingles par mètre carré.

- 4) **Armatures de couture**

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section doit être calculée par la formule :

- $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e}$  où :  $\bar{T} = 1,4 T$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts dus au moment de renversement.

- 5) **Les potelets :**

- On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à  $4\phi 10$ .

- Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

- 6) **Diamètre minimum : (art A7-7-43/ RPA99)**

- Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

- 7) **Espacements**

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- ( $1,5e$  ;  $30\text{cm}$ ), c'est à dire  $St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$ .

A chaque extrémité du voile ou trumeau l'espacement des barres verticales doit être réduit de la moitié sur une longueur égale à  $L/10$  ; cet espacement ne doit être au plus égale à 15cm.

### 8) Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement est égale à :

$40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

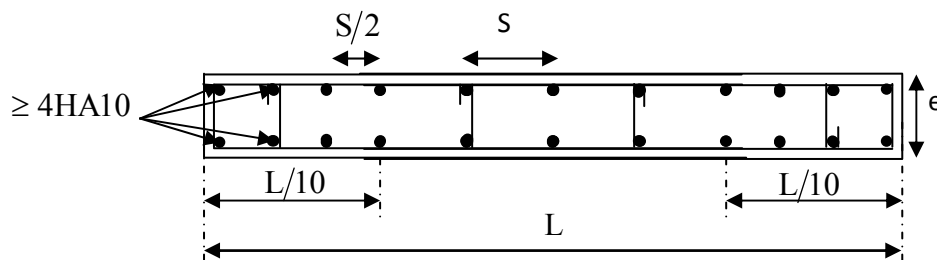


Figure: Disposition des armatures verticales dans les voiles

### 3-Vérifications :

#### 1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

#### 2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

a) D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

**b) 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

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Caractéristiques géométriques : L= 4.5m ; B = 0.9m<sup>2</sup> ; I = 1.52 m<sup>4</sup>

**-Zone I : (VOILE I) sollicitations :**

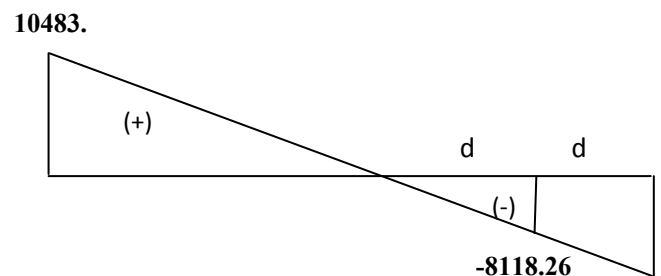
Mmax=6278.04 KN

Ncorr=5321.41 KN

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I} = -8118.26\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M V'}{I} = 10483.34\text{KN/m}^2$$



« Diagramme des contraintes »

La section est partiellement comprimée.

$$Lc = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

Lc = 2.54m

Lt = 4.50 - 2.54 = 1.96 m

d ≤ min (Le/2, 2Lc/3)..... On prend d<sub>1</sub>=100cm et d<sub>2</sub>=96cm

• **Armatures verticales**

$\sigma_1 = 4095.13 \text{ KN/m}^2$ ;

N<sub>1</sub> = 1217.74KN ; N<sub>2</sub> = 391.27 KN

⇒ A'<sub>1</sub> = N<sub>1</sub> / 40 = 31.71 cm<sup>2</sup>

A'<sub>2</sub> = N<sub>2</sub> / 40 = 10.19 cm<sup>2</sup>

- **Armatures de couture**

$$A_h = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 4.31 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature :  $A_{\min} \leq \min (B.F_{t28} / F_e ; 0,15\% B) = 13.5 \text{ cm}^2$

**-Choix des armatures :**

Pour  $d=100 \text{ cm}$

**Bande 1 :**  $= 31.71 \text{ cm}^2$

Soit **4 HA16 + 8 HA14 (raidisseur) + 2 x 5 HA14 -----35.76 cm<sup>2</sup>**

$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

**Bande2**  $= 10.9 \text{ cm}^2$

Soit **2 x 5 HA12 -----11.3 cm<sup>2</sup>**

$\Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Armatures horizontales :  $A_h = 15.82 \text{ cm}^2$  soit 2 x 7HA12 (par bande de 1m)  $e=15 \text{ cm}$

Armatures transversales : 4 épingles  $\phi 8 / \text{m}^2$

Vérification des contraintes

Cisaillement

$\tau_b = 0.64 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} = 0,144 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} = 2.31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes, elles sont données par les tableaux ci dessous :

• **Calcul des contraintes :**

1) **Suivant  $N_{max}+M_{corr}$  :**

		e	L	B	Inertie	N	M	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$
<b>V1</b>	Zone I	0.20	4.50	0.900	1.519	5396.81	6274.08	15291.39	-3298.48
	Zone II	0.20	4.55	0.910	1.570	3026.82	2745.65	7304.89	-652.55
	Zone III	0.20	4.60	0.920	1.622	1171.27	198.07	1553.94	992.30
<b>V2</b>	Zone I	0.20	3.5	0.7	0.714	5416.46	432.96	8798.11	6677.48
	Zone II	0.20	3.5	0.7	0.714	2815.57	314.72	4873.78	3287.29
	Zone III	0.20	3.5	0.7	0.714	1114.44	238.38	2257.51	1020.24

2) **Suivant  $N_{min}+M_{corr}$  :**

		e	L	B	Inertie	N	M	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$
<b>V1</b>	zone I	0.20	4.50	0.900	1.519	-3095.36	2880.27	827.78	-7706.36
	zone II	0.20	4.55	0.910	1.570	-1378.12	961.09	-121.70	-2907.13
	zone III	0.20	4.60	0.920	1.622	-326.36	427.33	251.12	-960.59
<b>V2</b>	zone I	0.2	3.5	0.700	0.714	-2866.89	423.72	-3057.88	-5133.24
	zone II	0.2	3.5	0.700	0.714	-1196.48	407.09	-707.97	-2760.09
	zone III	0.2	3.5	0.700	0.714	264.02	172.24	835.25	-58.72

3) **Suivant  $M_{max}+N_{corr}$  :**

		e	L	B	Inertie	N	M	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$
<b>V1</b>	zone I	0.20	4.50	0.900	1.519	5321.41	6278.04	10483.34	-8118.26
	zone II	0.20	4.55	0.910	1.570	298.96	3039.25	4732.71	-4075.65
	zone III	0.20	4.60	0.920	1.622	523.93	1115.06	2150.39	-1011.41
<b>V2</b>	zone I	0.2	3.5	0.700	0.714	705.18	6196.77	16183.16	-14168.36
	zone II	0.2	3.5	0.700	0.714	-1005.34	2347.77	4460.49	-7374.52
	zone III	0.2	3.5	0.700	0.714	570.12	830.69	2994.18	-1317.36

**Remarque :**

*Le ferrailage se fera avec les sollicitations les plus défavorables parmi les contraintes trouvées ci-dessus.*

**A. Ferrailage des voiles sens X-X**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	3.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.7	0.7	0.7	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	16183.16	4460.49	2994.18	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-14168.36	-7374.52	-1317.36	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	134.07	151.7	243.76	
	L <sub>t</sub> (m)	1.63	2.15	1.04	
	L <sub>c</sub> (m)	1.87	1.30	2.36	
	d1 (m)	0.88	0.86	0.85	
	d2 (m)	0.76	0.865	0.19	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7084.180	3687.260	658.680	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1859.60	954.08	167.96
		N <sub>2</sub>	537.570	474.636	12.439
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>48.43</b>	<b>24.85</b>	<b>4.37</b>	
	A <sub>v2</sub>	<b>14.00</b>	<b>12.36</b>	<b>0.32</b>	
A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.16	5.84	9.38	
A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>49.72</b>	<b>26.31</b>	<b>6.72</b>	
	A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>15.29</b>	<b>13.82</b>	<b>2.67</b>	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	<b>3.50</b>	<b>3.45</b>	<b>3.40</b>	
	Bonde 2	3.04	5.15	0.76	
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	<b>53.76</b>	<b>34.44</b>	<b>25.26</b>	
	Bonde 2	<b>15.40</b>	<b>18.48</b>	<b>4.52</b>	
Choix des barres	Bonde1	12 HA20 + 2 x 4 HA16	12 HA16 + 2 x4 HA14	12 HA14 +2x3HA12	
	Bonde 2	2 x 5 HA14	2 x6 HA14	2x2HA12	
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	
A. Horizontales	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		10.50	10.35	10.20
	A <sub>H</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13.44	8.05	8.05
	Choix des barres/bande (cm <sup>2</sup> )		2x5HA12 (A=11.3)	2x5HA12 (A=11,3cm <sup>2</sup> )	2x5HA12 (A=11,3cm <sup>2</sup> )
Ep		20cm	20 cm	20 cm	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	0.213	0.244	0.398
		t <sub>b</sub> (MPa)	0.298	0.342	0.558
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2510.52	1671.39	867.12
		s <sub>b</sub> (MPa)	<b>3.18</b>	<b>2.14</b>	<b>1.13</b>

**B-Ferrailage des voiles sens Y-Y :**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.5	4.55	4.6	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.9	0.91	0.92	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10483.34	4732.71	2150.39	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8118.26	-4075.65	-1011.41	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	116.85	122.29	150.65	
	L <sub>t</sub> (m)	1.96	2.11	1.47	
	L <sub>c</sub> (m)	2.54	2.44	3.13	
	d1 (m)	1.00	1.00	1.00	
	d2 (m)	0.96	1.11	0.47	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4059.130	2037.825	505.705	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1217.74	611.35	151.71
		N <sub>2</sub>	391.270	225.240	23.842
A. Verticales	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>31.71</b>	<b>15.92</b>	<b>3.95</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>10.19</b>	<b>5.87</b>	<b>0.62</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.50	4.71	5.80
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>32.84</b>	<b>17.10</b>	<b>5.40</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>11.21</b>	<b>7.04</b>	<b>2.07</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	<b>4.00</b>	<b>4.00</b>	<b>4.00</b>
		Bonde 2	3.86	4.42	1.89
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	<b>35.76</b>	<b>27.78</b>	<b>27.12</b>
		Bonde 2	<b>11.3</b>	<b>11.3</b>	<b>4.52</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>4 HA16 + 18 HA14</b>	<b>12 HA14 + 2x5 HA12</b>	<b>12 HA12 + 2x6 HA12</b>
Bonde 2		<b>2x5 HA12</b>	<b>2x5 HA12</b>	<b>2x2 HA12</b>	
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A. Horizontales	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		13.50	13.65	13.80
	A <sub>H</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8.05	8.05	8.05
	Choix des barres/bande (cm <sup>2</sup> )		<b>2x7HA12</b>	<b>2x7HA12</b>	<b>2x7HA12</b>
	ep =20cm		(A=15.8cm <sup>2</sup> )	(A=15.8cm <sup>2</sup> )	(A=15.8cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	0.144	0.149	0.182
		t <sub>b</sub> (MPa)	0.202	0.209	0.255
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2289.81	1671.39	867.12
		s <sub>b</sub> (MPa)	<b>2.31</b>	<b>1.67</b>	<b>0.86</b>

# **Chapitre VII**

# **Mur plaque**

**I-Introduction :**

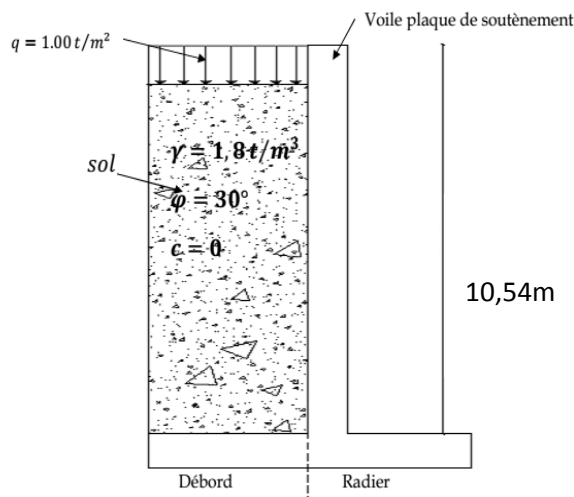
Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Pré du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un mur plaque doit être supérieure au égale 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 25 cm.

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle :  $q = 1 \text{ t/m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$



**2- Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_v$  et  $\sigma_h$

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$$

Avec :

$K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$ : Angle de frottement interne

$$K_o = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

• **Calcul des sollicitations :**

**ELU :**

$$\sigma_h = K_o \times \sigma_v = K_o (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

Quand :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,33 \cdot 1,5 \cdot 10 = 4,95 \text{ KN/m}^2$$

$$h=10,54 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (1,35 \times 18 \times 10,54 + 1,5 \times 10) \cdot 0,33 = 89,47 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

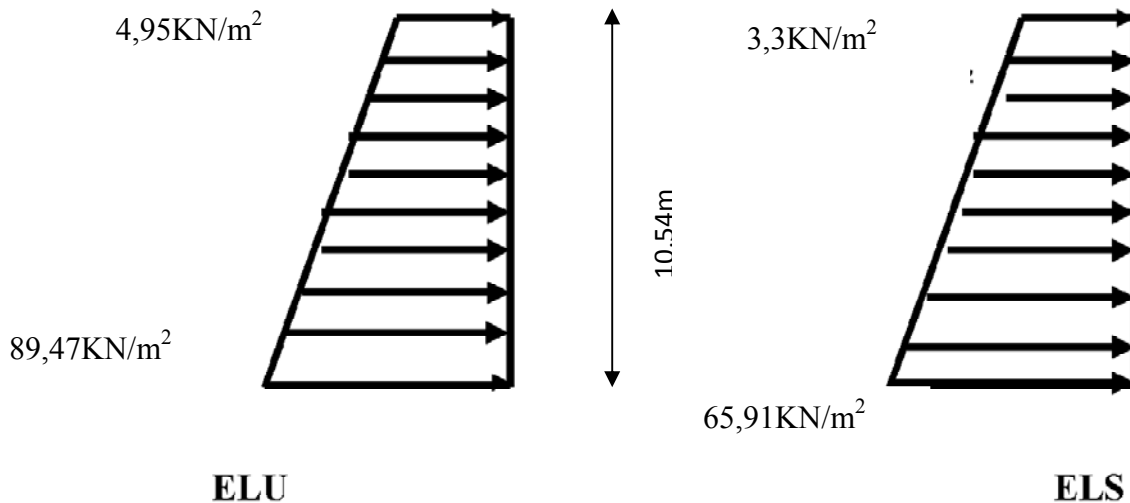
$$\sigma_h = K_o \times \sigma_v = K_o (\gamma \cdot h + q)$$

Quand :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ KN/m}^2$$

$$h=10,54 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (18 \times 10,54 + 10) \cdot 0,33 = 65,91 \text{ KN/m}^2$$

**Diagramme des contraintes :**



Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 89,47 + 4,95}{4} \times 1 = 68,34 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 65,91 + 3,3}{4} \times 1 = 50,25 \text{ kN/ml}$$

**3-Ferraillage du voile périphérique :**

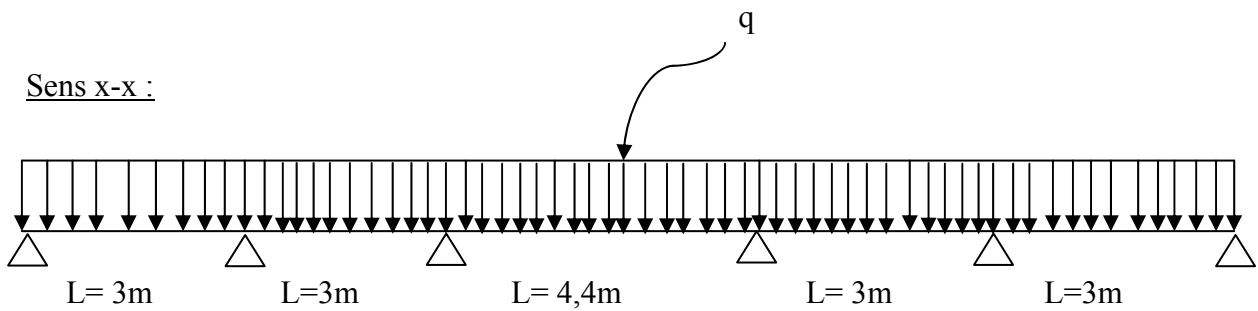
Méthode de calcul

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

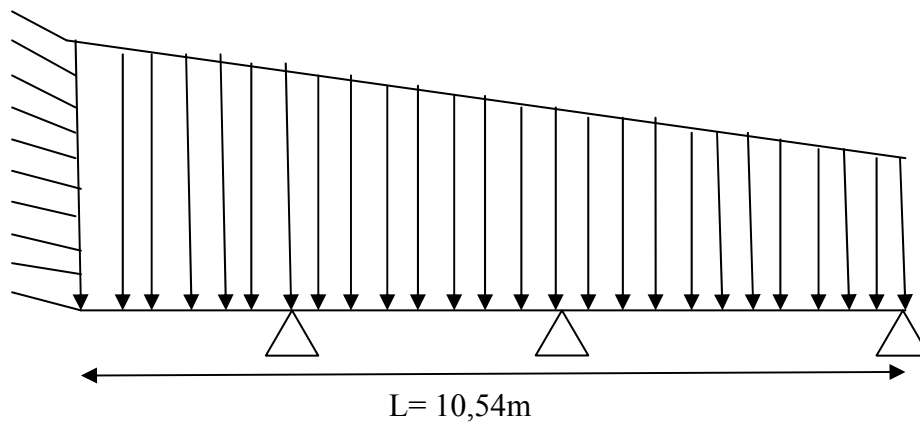
Schéma statique :

**Sens x-x :**

$q_u=68,34\text{kN/ml}$  ,  $q_s=50,25 \text{ kN/ml}$



**Sens z-z:**



Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS  
 Les résultats sont représentés dans les figures ci-après :

**Sens z-z :**

**ELU :**

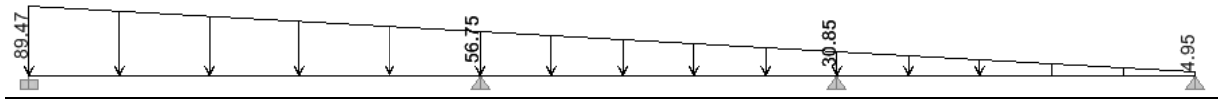


DIAGRAMME DE CHARGEMENT DE MUR PLAQUE

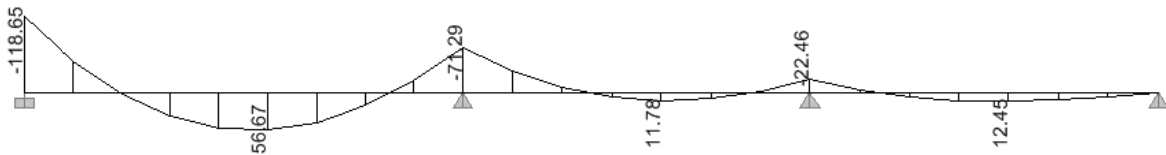


DIAGRAMME DES MOMENTS

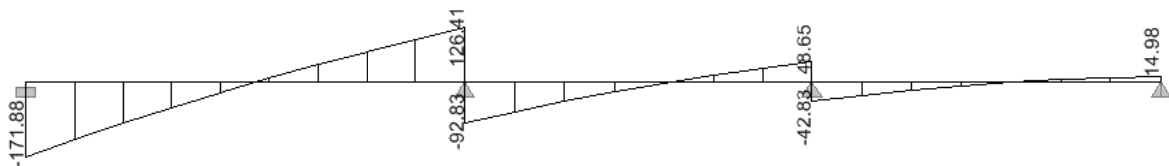
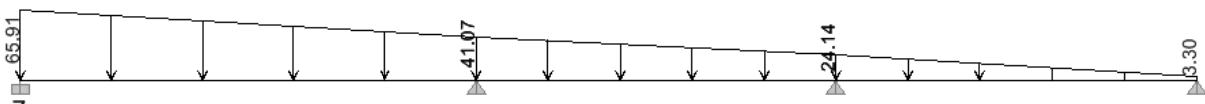


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS

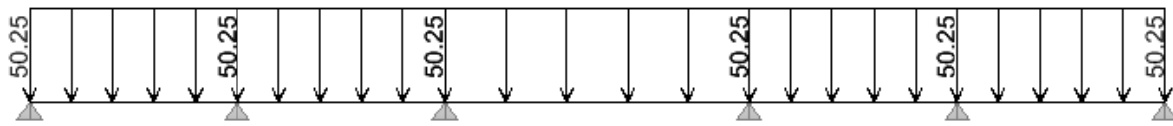
**ELS :**



Chargement du mur plaque



**ELS :**



Chargement du mur plaque

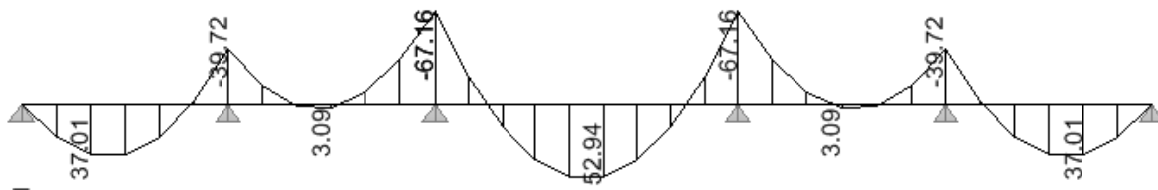


Diagramme des moments

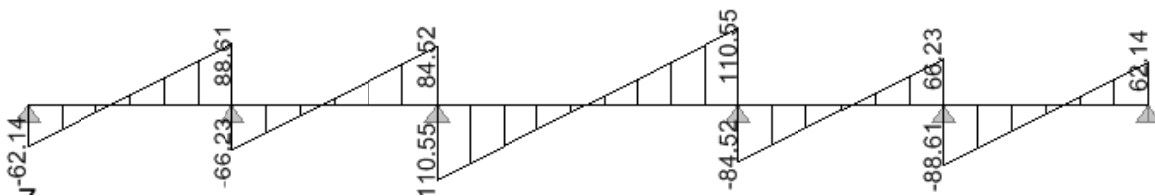


Diagramme des efforts tranchants

**3-1- Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur **b=1m** et d'épaisseur **ep=25 cm**.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

**A ELU :**

Efforts internes	Sens(x-x)	Sens (z-z)
Moment max en travée	72	56,67
Moment max au appui	91,34	118,65
Effort tranchant max	150,35	171,88

**A ELS :**

Efforts internes	Sens(x-x)	Sens (z-z)
Moment max en travée	52,94	41,38
Moment max aux appuis	67,16	86,84
Effort tranchant max	110,54	126,05

**Armature dans le sens x-x :**

- **De h=0m à h=4,08m**

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{91,34 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 220^2} = 0,132 > 0,392 \text{ Section simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,132 \qquad \beta = 0,929$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{91,34 \cdot 10^4}{0,929 \cdot 220 \cdot 348} = 12,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 10HA14 = 15,4 cm<sup>2</sup>

**En travée :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{72 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 220^2} = 0,104 > 0,392 \text{ Section simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,104 \qquad \beta = 0,945$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{72 \cdot 10^4}{0,923 \cdot 220 \cdot 348} = 9,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 10HA12 = 11,31 cm<sup>2</sup>

- **De h= 4,08m à h=10,54m**

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{58,54 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 220^2} = 0,086 > 0,392 \text{ Section simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,086 \qquad \beta = 0,955$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{58,54 \cdot 10^4}{0,955 \cdot 220 \cdot 348} = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA14 = 10,05 cm<sup>2</sup> ep = 15 cm

**En travée :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{46,15 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 220^2} = 0,068 > 0,392 \text{ Section simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,068 \quad \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{46,15 \cdot 10^4}{0,965 \cdot 220 \cdot 348} = 6,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA12 = 7,70 cm<sup>2</sup> ep = 15 cm

**Dans le sens z-z :****De h= 0m à h=4,08 :****Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{118,65 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 220^2} = 0,172 > 0,392 \text{ Section doublement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,172 \quad \beta = 0,905$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{118,65 \cdot 10^4}{0,813 \cdot 220 \cdot 348} = 17,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 10HA16 = 20,10 cm<sup>2</sup>

**En travée :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{56,67 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 220^2} = 0,082 > 0,392 \text{ Section doublement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,082 \quad \beta = 0,057$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{56,67 \cdot 10^4}{0,921 \cdot 220 \cdot 348} = 7,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 10HA12 = 11,31 cm<sup>2</sup>

**De h=4,08m à h=10,54m :**

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{71,29.10^6}{14,2. 1000.220^2} = 0,103 > 0.392 \text{ Section doublement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,104 \quad \beta = 0,945$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{71,29.10^4}{0,945.220.348} = 9,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 10HA12 = 11.3 cm<sup>2</sup>

**En travée :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = \frac{11,78.10^6}{14,2. 1000.220^2} = 0,017 > 0.392 \text{ Section doublement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,018 \quad \beta = 0,991$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,78.10^4}{0,991.220.348} = 1,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 10HA10 = 7.8 cm<sup>2</sup>

**3-2-Vérification à l'ELU :**

**Section minimale :**

Selon le BAEL 91/99 (Condition de non fragilité)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.100. 22 \cdot 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99/2003

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.

$$A_{\min} = 0.001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

**Sens x-x:**

- **De h=0m à h=4,08m**

Aadoptée = 15,4 cm<sup>2</sup> > Amin ..... condition vérifiée

- **De h= 4,08m à h=10,54m**

Aadoptée = 10,05 cm<sup>2</sup> > Amin ..... condition vérifiée

**Sens z-z :****De h=0m à h=4,08**

Aadoptée=20,10cm &gt; Amin .....condition vérifiée

**De h=4,08m à h=10,54m :**

Aadoptée=11,3cm &gt; Amin .....condition vérifiée

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$ **4- Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL) :**

- **De h=0m à h=4,08m**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA}$$

Avec : Tmax = **171,88kN**

$$\tau_u = \frac{171,88 \cdot 10^3}{1000 \cdot 220} = 0,781 \text{ MPA}$$

 $\tau_u \leq \bar{\tau}$  donc condition vérifiée.

- **De h=4,08m à h=10,54m**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA}$$

Avec : Tmax = **110,54kN**

$$\tau_u = \frac{110,54 \cdot 10^3}{1000 \cdot 220} = 0,5 \text{ MPA}$$

 $\tau_u \leq \bar{\tau}$  donc condition vérifiée.

**5-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

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

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

**Sens x-x :**

- **De h=0m à h=4,08m**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 10 \cdot 3,14 \cdot 1,4 = 43,96 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{110,54 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 220 \cdot 439,6} = 1,27 \text{MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ..... condition vérifiée.

- **De h= 4,08m à h=10,54m**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 7 \cdot 3,14 \cdot 1,4 = 25,12 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{96,36 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 220 \cdot 251,2} = 1,93 \text{MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ..... condition vérifiée.

**Sens z-z :**

- **De h=0m à h=4,08**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 10 \cdot 3,14 \cdot 1,6 = 50,24$$

$$\tau_{se} = \frac{171,88 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 220 \cdot 502,4} = 1,72 \text{MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ..... condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **De h=4,08 à h=10,54m**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 10 \cdot 3,14 \cdot 1,2 = 37,68$$

$$\tau_{se} = \frac{126,41 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 220 \cdot 376,8} = 1,69 \text{MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  ..... condition vérifiée.

**Donc pas de risque d'entraînement des barres**

**6-Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, \max(240, 110\sqrt{n} f_{tj})) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

$f_{tj}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

$\eta$  : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3.

La contrainte de compression dans le béton :

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

**Sens x-x**

- **De h=0m à h=4,08 :**

La section d'armatures adoptée est  $A_s=15,4\text{cm}^2$

$$P_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 15,4}{100 \cdot 22} = 0,7$$

$$\beta_1 = 0,878 \quad K = 26,08$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{67,16 \cdot 10^6}{0,878 \cdot 1540 \cdot 220} = 22,775 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 22,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{22,77}{26,08} = 8,65 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **De h= 4,08m à h=10,54m**

La section d'armatures adoptée est  $A_s=10,05\text{cm}^2$

$$P_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 10,05}{100 \cdot 22} = 0,45$$

$$\beta_1 = 0,898 \quad K = 34,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{42,26 \cdot 10^6}{0,898 \cdot 1005 \cdot 220} = 212,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 212,84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{212,84}{34,02} = 6,26 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Sens z-z :**

- De h=0m à h=4,08m

La section d'armatures adoptée est  $A_s=20,10 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 20,10}{100 \cdot 22} = 0,913$$

$$\beta_1 = 0,865 \quad K = 22,17$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{87,21 \cdot 10^6}{0,865 \cdot 2010 \cdot 220} = 228,8 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 228,8 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$  ..... Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{228,8}{22,17} = 10,32 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

- De h=4,08m à h=10,54m

La section d'armatures adoptée est  $A_s=11,3 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 11,3}{100 \cdot 22} = 0,518$$

$$\beta_1 = 0,892 \quad K = 31,3$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{52,21 \cdot 10^6}{0,892 \cdot 1130 \cdot 220} = 235,44 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 235,44 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$  ..... Condition non vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{235,44}{31,3} = 7,52 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{..... Condition vérifiée}$$

**7- Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{A_s f_e}{b d} < 4,2$$

**As** : Section adoptée.

**fe** : Limite élastique des aciers (400 Mpa)

**Selon x-x :**

- De h=0m à h=4,08m

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s f_e}{b d} = \frac{400 \cdot 15,4}{100 \cdot 220} = 0,28 < 4,2 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

- De h=4,08m à h=10,54m

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{As f_e}{b d} = \frac{400.10,05}{100.220} = 0,182 < 4,2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Selon z-z :**

- De h=0m à h=4,08m

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{As f_e}{b d} = \frac{400.20,10}{100.220} = 0,36 < 4,2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- De h=4,08m à h=10,54m

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{As f_e}{b d} = \frac{400.11,3}{100.220} = 0,2 < 4,2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**Tableau résumant les armatures dans le sens x-x et z-z :**

- De h=0m à h=4,08m

	Sens x-x	Sens z-z
Aux appuis	10HA14	10HA16
En travées	10HA12	10HA12

- De h=4,08m à h=10,54m

	Sens x-x	Sens z-z
Aux appuis	7HA14	10HA12
En travées	7HA12	10HA10

# **Chapitre VIII**

# **Etude de l'infrastructure**

**I- Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- *Un effort normal* : charge et surcharge verticale centrée ;
- *Une force horizontale* : résultante de l'action sismique ;
- *Un moment* qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

**❖ Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- *Les semelles continues sous murs,*
- *Les semelles continues sous poteaux,*
- *Les semelles isolées,*
- *Les radiers.*

**❖ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- *Les pieux ;*
- *Les puits.*

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

**❖ Choix du type de fondation :**

- Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :
- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât d'habitation, bât industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

**❖ Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :**

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés :

**• *Les fondations superficielles :***

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,..)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances

**• *Les fondations profondes :***

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

**Conclusion :**

*Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.*

**2-Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2bars$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Type de site	$\sigma_{adm}$
Limon de plateau	1.5 à 3.0 bars
Terre à meulière	3.0 à 4.5 bars
Marne verte, argile	0.7 à 4.5 bars
Alluvions anciennes, sables, graviers	6.0 à 9.0 bars
Sables de Beauchamp	7.5 à 15 bars
Craie	9.0 à 10 bars
Marne + caillasse	7.5 à 15 bars
Calcaire grossier	18 à 45 bars
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	7.5 à 4.5 bars
Terrain non cohérent à bonne compacité	3.5 à 7.5 bars
Terrain non cohérent à moyenne compacité	2.0 à 4.0 bars
Argile	0.3 à 3.0 bars

*Tableau : contrainte admissible des différents sols*

Pour notre cas le tableau ci-dessus nous donne une contrainte admissible de sol

$$\sigma_{adm} = 2.0 \text{ bars}$$

### **3- Choix du type de fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

**4- Dimensionnement :**

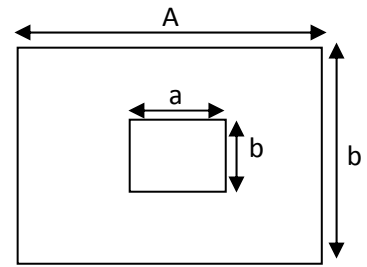
**1. Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 1806,87 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3 \text{ m}$$

**Remarque :**

*Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.*

**2. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

**B** : La largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G, Q** : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q (KN/m <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de voiles	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )	S total
VL1	2317.82	4	4	2.89	11.59	46.35
VL2	2549.57	4	3	4.25	12.74	50.99
						97.34

**Tableau: Surface de semelles filantes sous voiles**

$S_v = \sum S_i = 97.34m^2$  Avec :  $S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**3. Semelles filantes sous poteaux :**

On fera le calcul sur le portique *longitudinal (C-C)* (fil de poteaux le plus sollicité  $N_{ser.MAX}=1806.87 KN$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$N_{ser}(KN)$	$M_i (KN.m)$	$ei(m)$	$N_{ser} \times ei$ (KN.m)
1	522.5	4.68	8.2	4284.5
2	1168.64	3.63	5.2	6076.93
3	1806.87	5.91	2.2	3975.11
4	1806.87	5.91.	-2.2	-3975.11
5	1168.64	3.63	-5.2	-6076.93
6	522.5	4.68	-8.2	-4284.5
<b>Somme</b>	<b>6996.02</b>	<b>28.44</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

**Tableau : Surface de semelles filantes sous poteaux**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = 0.004m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.004m < \frac{L}{6} = \frac{16.4}{6} = 2.73m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

On prend en considération le débord

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6996.02}{16.4} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.004)}{16.4}\right) = 425.96 \text{ KN / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6996.02}{16.4} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.004)}{16.4}\right) = 427.22 \text{ KN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6996.02}{16.4} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.004)}{16.4}\right) = 426.89 \text{ KN / m}$$

#### **4. Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(\max)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{426.89}{200} = 2.13 \text{ m}$$

On prend  $B = 2.2 \text{ m}$ .

On aura donc,  $S = 2.2 \times 16.4 = 36.08 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$n$  : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = (36.08 \times 3 + 2.2 \times 13.4 \times 2) + 97.34 = 262.26$$

#### **Remarque :**

*La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 262.4 \text{ m}^2$*

*La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal :  $S_t = 262.26$*

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{262.26}{262.4} = 0.99 \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

*Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.*

*On opte pour un radier général.*

**5- Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

**1. Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 55 \leq h \leq 88cm$$

On prend h=70cm

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec  $L_e$  : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale différé E = 10818.86 MPa.

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.4}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.87m$$

- **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ , avec un minimum de 25cm

- $h_d \geq \frac{440}{20} = 22cm$

- **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une largeur :

- $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44cm$

- **Conclusion** :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n=100cm$  ..... Hauteur de la nervure
- $h_d= 30cm$ ..... Hauteur de la dalle
- $b = 60 cm$ ..... Largeur de la nervure
- $h_d'=12 cm$  .....Hauteur de la dalle flottante

## 2. Détermination des efforts :

### a) Charges revenants à l'infrastructure :

-Charge permanente :  $G = 32262.41 \text{ KN}$

-Charge d'exploitation :  $Q = 12741.60 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions** :

- ✓ **A l'ELU** :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 62666.65 \text{ KN}$

- ✓ **A l'ELS** :  $N_s = G + Q = 45004.01 \text{ KN}$

### Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- ✓ **A l'ELU** :  $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{62666.65}{2 \times 200} = 156.66m^2$

- ✓ **A l'ELS** :  $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{75008.47}{200} = 225.02m^2$

D'où :  $S_{bat} = 262.4 m^2 > S_{rad} = \max(156.66, 225.02) m^2$

**Remarque :**

*La surface totale du bâtiment est inférieure à la surface nécessaire du radier, mais on vérifie son débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :*

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{ cm}\right) = 60\text{ cm}$$

On prend:  $L_{deb} = 60\text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = (16.4+1.2)(16+1.2) = 302.72\text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = 302.72\text{ m}^2$

**Détermination des efforts à la base du radier :**

**a) Poids du radier :**

**Remarque :**

$G_{rad}$  = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante  
+ Poids de débord.

***Poids de la dalle :  $25 \times 262.4 \times 0.3 = 1968\text{ KN}$ .***

***Poids de remblais :  $(0.7)(262.4 - 106.8) \times 16 = 1742.72\text{ KN}$ .***

***Poids de la dalle flottante :  $25 \times 0.12 \times 262.4 = 787.2\text{ KN}$ .***

***Poids de la nervure :  $(0.7) \times 25 \times 106.8 = 1869\text{ KN}$ .***

***Poids de débord :  $25 \times 0.5 \times 38.88 = 486\text{ KN}$ .***

***Poids du mur plaque :  $0.2 \times 10.54 \times 16.4 \times 25 = 864.28\text{ KN}$ .***

***----- $G_{tot_{rad}} = 7537.2\text{ KN}$***

***----- $Q_{rad} = 3.5 \times 302.72 = 1059.52\text{ KN.m}$***

• **ELU:**

$N_u \text{ total} = N_u \text{ BAT} + (1.35G_{rad} + 1.5 Q_r) = 74674.15\text{ KN}$

• **ELS:**

$N_s \text{ total} = N_s \text{ BAT} + (G_{rad} + Q_{rad}) = 53780.73\text{ KN}$

**6- Les vérifications :**

**a) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{74674,15 \times 1}{302,72} \times \frac{4,4}{2} = 542,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{542,69}{1 \times 0,27} = 2009,96 \text{ KN} / \text{m}^2 = 2,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de la stabilité du radier :**

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,8 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,6 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$ : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 7463,05 \cdot \text{m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 7550,83 \cdot \text{m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.\_
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

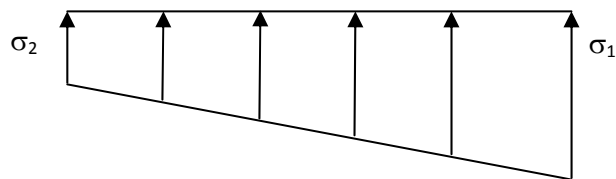


Fig. Diagramme des contraintes

✓ **A l'ELU:**  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$  (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

✓ **A l'ELS:**  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

❖ **Sens longitudinal :**

✓ **A l'ELU :**

$M_x = 91923.53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{62666.66}{302.72} + \frac{91923.53}{7550.85} \times 8.8 = 314.14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{62666.66}{302.72} - \frac{91923.53}{7550.85} \times 8.8 = 107.18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 314.14 + 107.18}{4} = 262.4 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

$$2\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **A'PELS :**

$$M_x = 91923.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{40620.4}{302.72} + \frac{91923.53}{7550.85} \times 8.8 = 234.01 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{40620.4}{302.72} - \frac{91923.53}{7550.85} \times 8.8 = 34.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234.01 + 34.36}{4} = 184.09 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal :**

✓ **A'ELU :**

$$M_y = 100416.49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Yg = \frac{62666.66}{302.72} + \frac{100416.49}{7463.08} \times 8.6 = 322.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Yg = \frac{62666.66}{302.72} - \frac{100416.49}{7463.08} \times 8.6 = 91.30 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 322.72 + 91.3}{4} = 264.87 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 1.33 \cdot \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **A'ELS:**

$$M_y = 100416.49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{406204}{30272} + \frac{100416.49}{746308} \times 8.6 = 249.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{406204}{30272} - \frac{100416.49}{746308} \times 8.6 = 18.47 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 249.89 + 18.47}{4} = 192.03 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL}$  ..... **Condition vérifiée.**

**c) Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

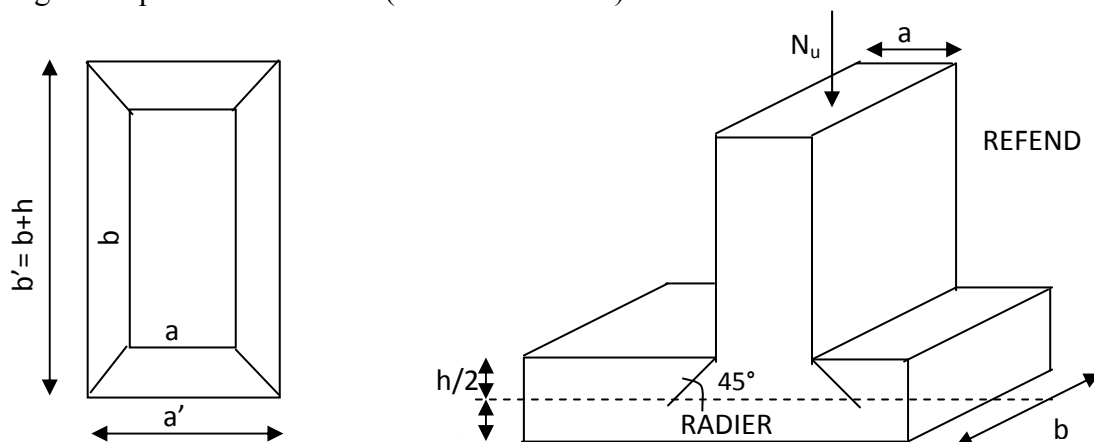
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



**Fig : Périmètre utile des voiles et des poteaux.**

➤ **Calcul du périmètre utile  $\mu_c$**

➤ **Poteau (le poteau le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.5 + 0.5 + 2 \times 1.12) = 6.48m$$

$$N_u = 2531.1 KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6.48 \times 1.12 \times 25000}{1.5} = 5443.2KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Voile (le voile le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 3 + 2 \times 1.12) = 10.88m$$

$$N_u = 3538.82KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 1.12 \times 10.88 \times 25000}{1.5} = 9139.2KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification de l'effet de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique :  $P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$

**P** : Poids total du bâtiment à la base du radier,

**$\alpha$**  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

**Z** : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.12m$ )

$$P = 39799.61KN \geq 1.5 \times 302.72 \times 10 \times 1.12 = 5085.696KN$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

**7- Ferraillage du radier :**

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

**a) 1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\alpha < 0.4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

Et  $M_{oy} = 0$

**b) 2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec ( $L_x < L_y$ )

**Remarque :**

*Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.*

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 264.87 - 1.35 \times \frac{7537.2}{302.78} = 231.26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 192.03 - \frac{7537.2}{302.78} = 167.14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**A. Calcul à l'ELU :**

➤ **Identification des panneaux et calcul des moments :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=Lx/Ly$	$\mu_x$	$\mu_Y$	$M_{0x}$	$M_{0y}$	obs
1	4	4.4	0.90	0.0458	0.778	169.46	131.83	2Sens

Tableau : Identification des panneaux

**Remarque :**

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions  $L_x$  et  $L_y$ .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens  $L_x$  se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens  $L_y$  et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée  $L_x$ , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée  $L_y$ .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée :  $0.75 M_{0X}$  ou  $0.75 M_{0Y}$

Moment sur appuis :  $0.5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : .....  $0.85 M_{0X}$  ou  $0.85 M_{0Y}$

Moment sur appuis de rive : .....  $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : .....  $0.5 M_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 169.46 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 131.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

**Sens X-X:**  $M_{app} = 0.5M_{0X} = 84.73KN.m$

$M_t = 0.75M_{0X} = 127.09KN.m$

**Sens Y-Y:**  $M_{app} = 0.5 M_{0Y} = 65.92KN.m$

$M_t = 0.85 M_{0Y} = 112.06KN.m$

➤ ***Etape de calcul :***

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>u</sub> Adoptée	S <sub>t</sub>
x-x	appui	84.73	0.082	SSA	0.957	9.42	10HA12	11.3	10
	travée	127.09	0.122	SSA	0.935	14.47	10HA14	15.4	10
y-y	appui	65.92	0.064	SSA	0.967	7.25	10HA12	11.3	10
	travée	112.06	0.108	SSA	0.943	12.65	10HA14	15.4	10

*Tableau: Ferrailage du panneau à l'ELU*

**B. Vérifications à l'ELU:**

**a. Condition de non fragilité: BAEL (Art A-4-2-1)**

**Aux appuis :**

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.9}{2} = 2.52cm^2 / ml$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  pour HAFe400

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 11.3m^2 > A_{min} = 2.4 cm^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 11.3cm^2 > A_{min} = 2.4cm^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

**En travée :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 15.4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 15.4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

**b. Espacement des armatures (Art .A.6.1.24 /BAEL91).**

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

$$S_t^{\max} = 10 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**c. Vérification de l'effort tranchant: (Art : 5.1.2.1/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $V_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{231.26 \times 4.40}{2 \times 1 \times 0.27} = 1884.34 \text{ KN/m}^2 = 1.9 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**C. Vérification à l'E.L.S :**

**a. Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{0X} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X}$$

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	$q_s$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$	$M_{0Y}$
4	4.4	0.9	167.14	0.0529	0.846	141.47	119.68

*Tableau: Calcul des moments Mx et My à l'ELS*

**Sens X-X :**

$$M_{app} = 0.5 M_{0X} = 70.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_{0X} = 106.10 \text{ KN.m}$$

**Sens Y-Y :**

$$M_{app} = 0.5 M_{0Y} = 59.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{0Y} = 101.73 \text{ KN.m}$$

**b. Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

$\alpha$  : Position de l'axe neutre.

❖ **Aux appuis :**

**Sens X-X**

$$\gamma = \frac{84.73}{70.74} = 1.197 \quad \text{Et } \mu = 0.082 \rightarrow \alpha = 0.1071$$

$$\alpha = 0.1071 < \frac{1.197 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.348 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y**

$$\gamma = \frac{65.92}{59.84} = 1.101 \quad \text{Et } \mu = 0.064 \rightarrow \alpha = 0.0828$$

$$\alpha = 0.0828 < \frac{1.101 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.301 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

**Sens X-X**

$$\gamma = \frac{127.09}{106.10} = 1.197 \quad \text{Et } \mu = 0.122 \rightarrow \alpha = 0.1631$$

$$\alpha = 0.1631 < \frac{1.197 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.348 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y**

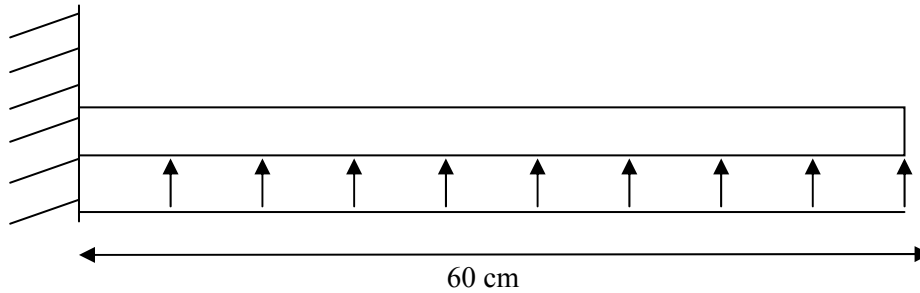
$$\gamma = \frac{112.06}{101.73} = 1.101 \quad \text{Et } \mu = 0.108 \rightarrow \alpha = 0.1431$$

$$\alpha = 0.1431 < \frac{1.101 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.301 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :** Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

**8- Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.



**Fig : Schéma statique d'un débord**

**A. Sollicitation de calcul :**

✓ **A l'ELU :**

$$Q_u = 231.26 \text{ KN/ml} \quad M_u = \frac{-Q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-231.26 \times 0.6^2}{2} = -41.62 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$Q_s = 167.14 \text{ KN/ml} \quad M_s = \frac{-Q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-167.14 \times 0.6^2}{2} = -30.08 \text{ KN.m}$$

**B. Calcul des armatures :**

b = 1 m; d = 27 cm;  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

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

Les résultats de ferrailage à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	St (cm)
<b>ELU</b>	41.62	0.040	0.980	4.51	3.26	4HA12	4.52	25

*Tableau: Ferrailage à l'ELU.*

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13\text{cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}10 = 2.35\text{cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de **20(cm)**

**C. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{41.62}{30.08} = 1.34 \quad \alpha = 0.0510 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à **l'ELS**.

**Conclusion :**

*Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord*

*$A_{radier} > A_{débord} \Rightarrow$  Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).*

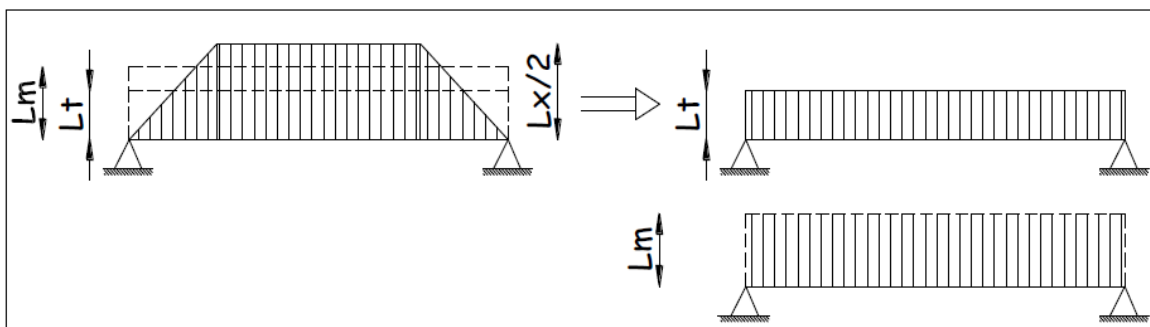
**9- Etude des NERVURES :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel *ETABS*

**A. Détermination des Charges simplifiées :**



*Fig : Présentation des charges simplifiées*

**Effort tranchant :**  $Lt = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$

**Moment fléchissant :**  $Lm = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$

❖ Sens XX :

$Lt = 4 (0.5 - 0.9/4) = 1.1m$

$Lm = 4 (0.5 - 0.9^2/6) = 1.46 m$

❖ Sens YY :

$Lt = 4,4 (0.5 - 0.9/4) = 1.21 m$

$Lm = 4,4 (0.5 - 0.9^2/6) = 1.61 m$

**B. Détermination des chargements :**

$$Q_u = 231.26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 167.14 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens XX :**

- ❖ Pour les moments :

$$Q_u = 231.26 \times 1.46 \times 2 = \mathbf{675.28 \text{ KN/m}}$$

$$Q_s = 167.14 \times 1.46 \times 2 = \mathbf{488.05 \text{ KN/m}}$$

- ❖ Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 231.26 \times 1.1 \times 2 = \mathbf{508.78 \text{ KN/m}}$$

$$Q_s = 167.14 \times 1.1 \times 2 = \mathbf{367.7 \text{ KN/m}}$$

- **Sens YY :**

- ❖ Pour les moments :

$$Q_u = 231.26 \times 1.61 \times 2 = \mathbf{744.66 \text{ KN/m}}$$

$$Q_s = 167.14 \times 1.61 \times 2 = \mathbf{538.19 \text{ KN/m}}$$

- ❖ Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 231.26 \times 1.21 \times 2 = \mathbf{559.66 \text{ KN/m}}$$

$$Q_s = 167.14 \times 1.21 \times 2 = \mathbf{404.48 \text{ KN/m}}$$

**C. Calcul des moments et des efforts tranchants:**

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel ETABS

$$H_{\text{serv}} = 1\text{m}$$

$$B_{\text{serv}} = 0.6\text{m}$$

❖ Sens (X-X) :

★ ELU

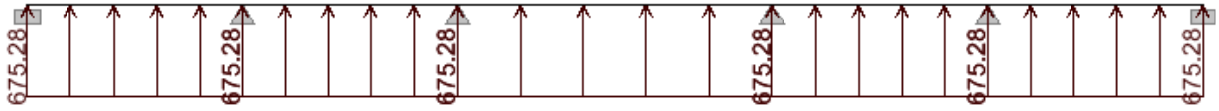


Figure : Le chargement à ELU pour les moments

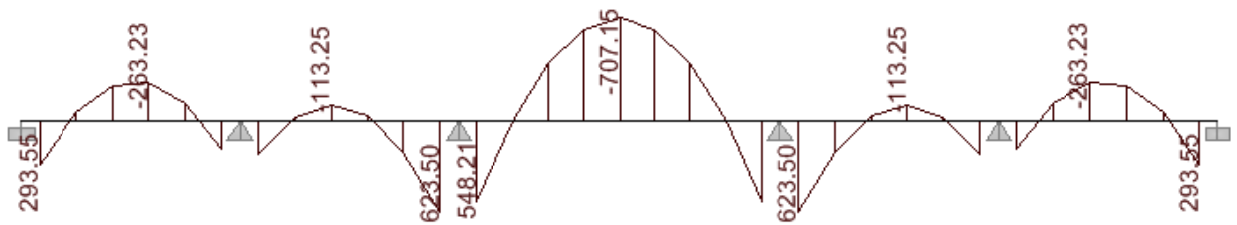


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

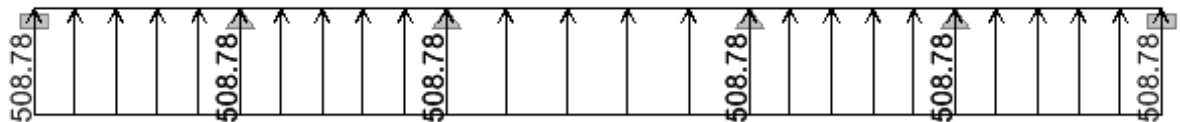


Figure : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant

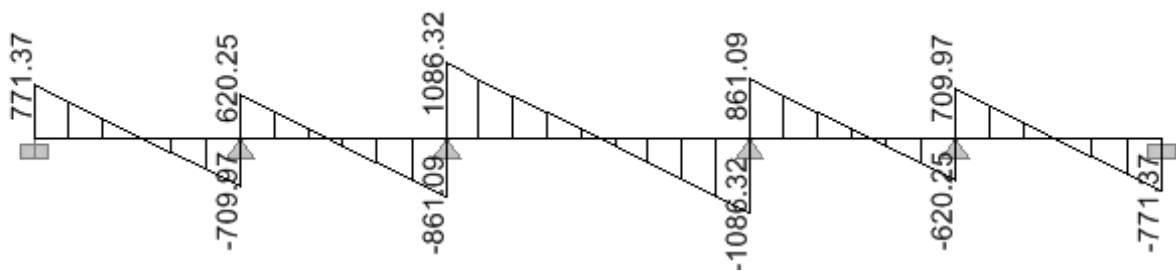


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

★ ELS

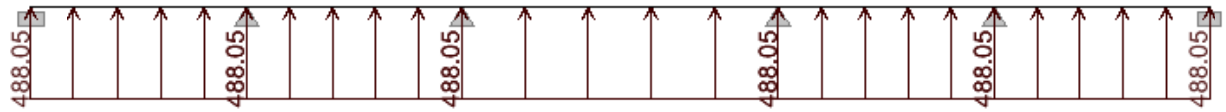


Figure : Le chargement à ELS pour les moments

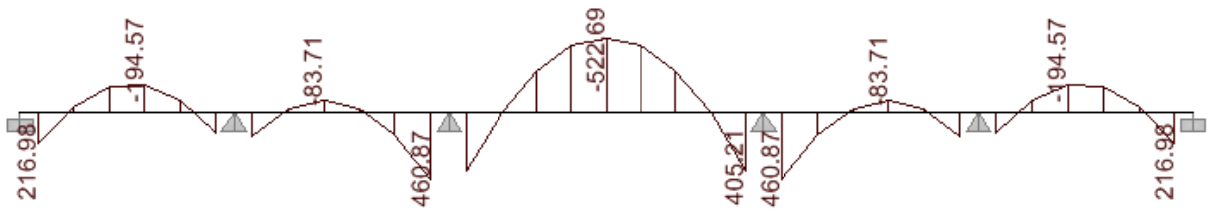


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

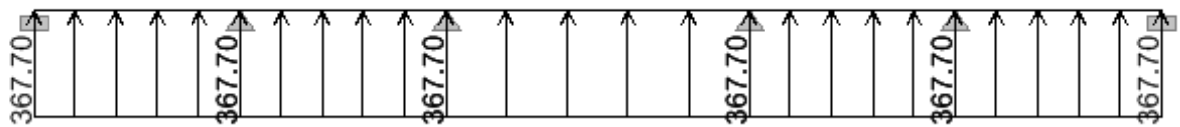


Figure : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant

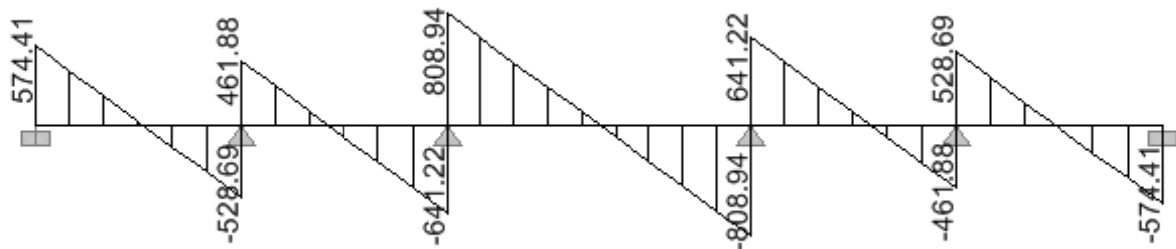


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

➤ Sens Y-Y

★ ELU

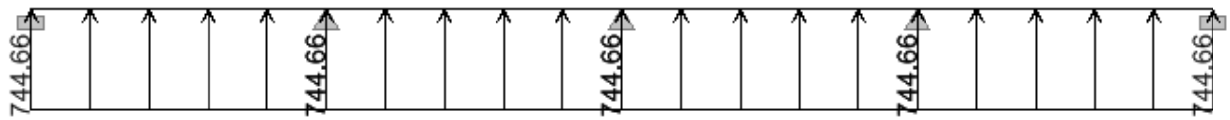


Figure : Le chargement à ELU pour les moments

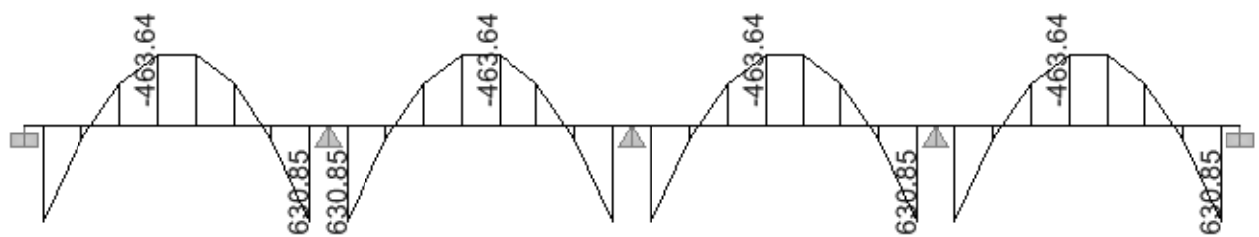


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

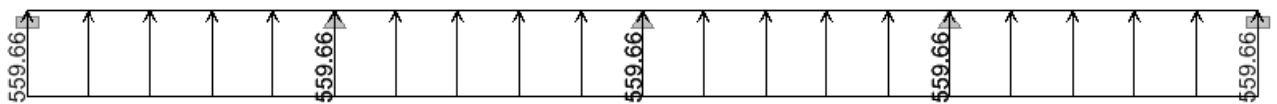


Figure : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant

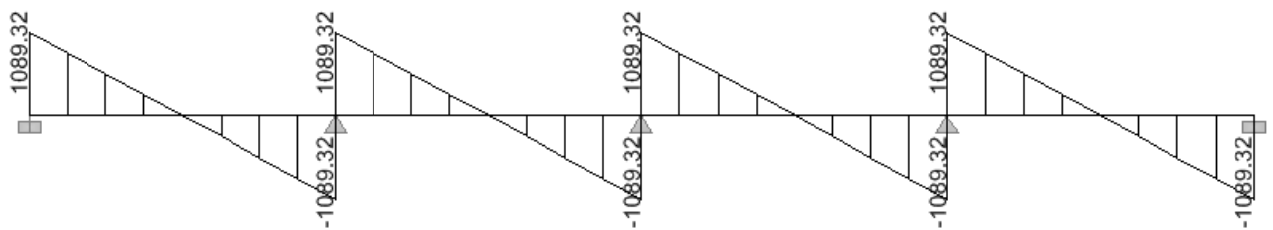


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

★ ELS:

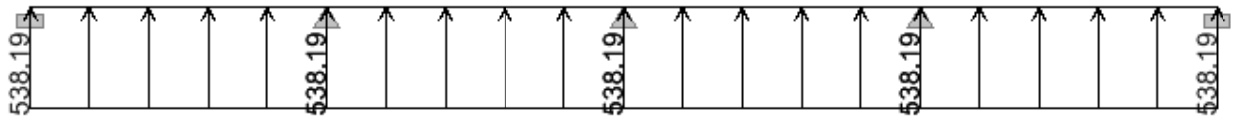


Figure : Le chargement à ELS pour les moments

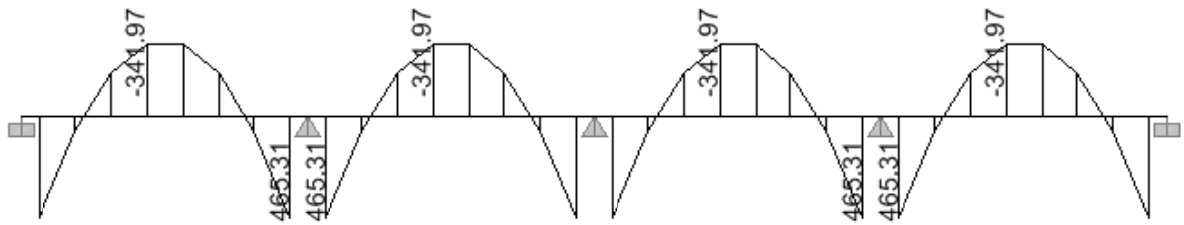


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

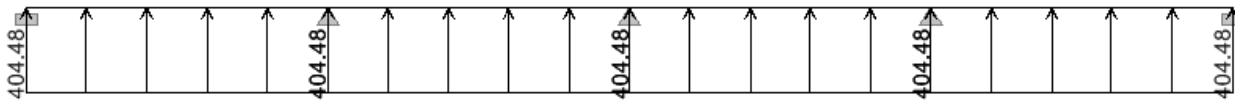


Figure : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant

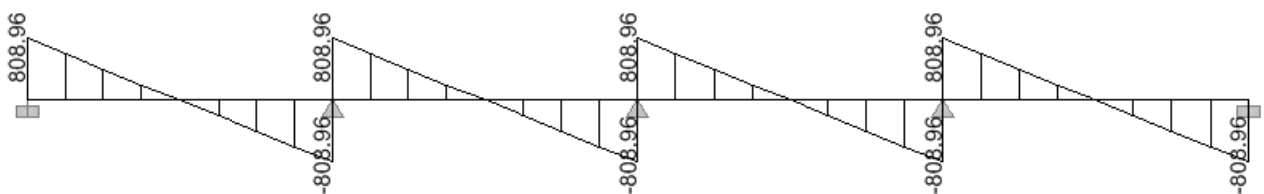


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

/	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	Mu travée = 707.15 KN.m	Mu travée = 463.64 KN.m
	Ms travée = 522.69 KN.m	Ms travée = 341.97 KN.m
Moments (Appuis)	Mu appuis = 623.50 KN.m	Mu appuis = 630.85 KN.m
	Ms appuis = 460.87 KN.m	Ms appuis = 465.31 KN.m
Efforts Tranchants	Tu = 1086.32 KN	Tu = 1089.32 KN
	Ts = 808.94 KN	Ts = 808.96 KN

Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants

a) **Le ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 60\text{cm}; \quad d = 97\text{cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.2\text{Mpa} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$

/		M (KN/m)	$\mu$	$\beta$	A <sub>cat</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix		A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	
						Filantes	Chapeaux		
ELU	Sens X-X	Appui	623.50	0.078	0.959	19.26	5HA16.	5HA16	20.1
		Travée	707.15	0.088	0.954	21.75	5HA20	4HA14	21.86
	Sens Y-Y	Appui	630.85	0.078	0.959	19.49	5HA16	5HA16	20.1
		Travée	463.64	0.058	0.970	14.16	5HA16	3HA14	14.67

Tableau: Ferrailage des nervures à l'ELU.

b) **Vérifications à l'ELU :**

1. **Condition de non fragilité BAEL (Art A-4-2-1) :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.85\text{cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition :

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend 3 cadres de  $\phi=8\text{mm}$

- **Espacement des armatures :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{25; 12 \times 1.4\}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

- **La quantité d'armatures transversales:**

- **En zone nodale :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.8 \text{ cm}^2$

- **En zone courante :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$

- **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de  $100 \text{ cm}$ , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 4HA10 avec  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

**2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (Art : 6.1.3/BAEL91) :**

• **Sens X-X:**

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i$$

avec  $\sum u_i (5HA20+5HA16+4HA14) \times 3.14 = (8 \times 20 + 2 \times 16) \times 3.14 = 602.88 \text{ mm.}$

$V_u (\text{max}) = 1086.32 \text{ KN.}$

$$\tau_{se} = 1086.32 \times 10^3 / (0,9 \times 970 \times 602.88) = 2.064 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

• **Sens Y-Y**

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i (15HA16+3HA14) \times 3.14 = (8 \times 20 + 2 \times 16) \times 3.14 = 602.88 \text{ mm.}$$

$V_u (\text{max}) = 1086.32 \text{ KN.}$

$$\tau_{se} = 1089.32 \times 10^3 / (0,9 \times 970 \times 602.88) = 2.07 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

**3. Vérification d'efforts tranchants (Art : 5.1.2.1/BAEL91) :**

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

$$\tau_u = V_u / (b.d)$$

• **Sens X-X**

$$V_u = 1086.32 \text{ KN} \dots\dots \tau_u = 1086.32 \times 1000 / (1000 \times 970) = 1.119 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens Y-Y**

$$V_u = 1086.32 \text{ KN} \dots\dots \tau_u = 1089.32 \times 1000 / (1000 \times 970) = 1.12 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieur à  $0.9Vt$  on doit prolonger au delà de bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_U}{0,9.d} \right)$$

- **Sens XX**

$$\frac{1,15}{400} \left( 1086.32 + \frac{623.5}{0,9.0,97} \right) = 6.05 \text{cm}^2$$

$$A_a = 20.1 \text{cm}^2 > 6.05 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens YY**

$$\frac{1,15}{400} \left( 1089.32 + \frac{630.85}{0,9.0,97} \right) = 6.33 \text{cm}^2$$

$$A_a = 20.1 \text{cm}^2 > 6.05 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5. **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :**

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9.b.d. \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

- **Sens XX**

$$T_u = 1086.32 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9.100.97. \frac{f_{c28}}{\gamma_s} (=27936 \text{KN}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens YY**

$$T_u = 1089.32 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9.100.97. \frac{f_{c28}}{\gamma_s} (=27936 \text{KN}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) **Vérification à l'ELS :**

1. **Vérification des contraintes dans les aciers :**

- **SENS X-X**

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 21.86}{60 \times 97} = 0,373$$

$$\rho_1 = 0,373 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,967 ; \quad \alpha_1 = 0,099$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,099}{15(1 - 0,099)} = 0,0056$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{522.69 \times 10^{-3}}{0,967 \times 0,97 \times 21.86 \times 10^{-4}} = 184.52 MPa$$

184.52 Mpa < 348 Mpa ..... Condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 460.87 KN.m$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 20.1}{60 \times 97} = 0,54$$

$$\rho_1 = 0,54 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,960; \quad \alpha_1 = 0,120$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{460.87 \times 10^3}{0,960 \times 1 \times 0,97 \times 20.1 \times 10^{-4}} = 225.17 MPa$$

$\sigma_{sa} = 225.17 MPa < 384 Mpa$  ..... Condition vérifiée

• **SENS Y-Y :**

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 20.1}{60 \times 97} = 0,373$$

$$\rho_1 = 0,373 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,967; \quad \alpha_1 = 0,099$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,099}{15(1 - 0,099)} = 0,099$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{465.31 \times 10^{-3}}{0,967 \times 0,97 \times 20.1 \times 10^{-4}} = 184.52 MPa$$

184.52 Mpa < 348 Mpa ..... Condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 658.39 KN.m$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 14.67}{60 \times 97} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,920; \quad \alpha_1 = 0,240$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{341,97 \times 10^{-3}}{0,920 \times 1 \times 0,97 \times 14,67 \times 10^{-4}} = 225,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sa} = 225,27 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**c. Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ **Sens x-x:**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{707,15}{522,69} = 1,35$$

$$\alpha = 0,1126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,375 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{623,5}{460,87} = 1,35$$

$$\alpha = 0,1489 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,375 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens Y-Y :**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{463,64}{341,97} = 1,36$$

$$\alpha = 0,1126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,375 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{630,85}{465,31} = 1,36$$

$$\alpha = 0,1631 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,375 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

# Conclusion

*Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure à usage hospitalier est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.*

*Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.*

*Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons Etabs que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.*

*Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*

## Bibliographie

### I- Règlement :

1- Règlement parasismique algérien (RPA99) modifié 2003.

*Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S.*

2- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites(BAEL91). *Edition EYROLLES (Paris 1992).*

3- Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR B.C 2.2. *Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S.*