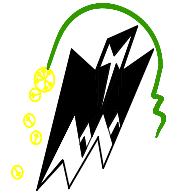


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+6+S.S) avec charpente en bois à usage d'habitation et commercial en contreventement mixte avec l'application de l'ETABS.*



Dirigé par : M<sup>eme</sup> SI-AHMED

Etudié par: M<sup>elle</sup> DJILI KATIA

Promotion 2012/2013



# Remerciements

**Nos vifs remerciements vont d'abord en premier lieu à notre Seigneur, Maître de la science, de la sommité du savoir, Gardien Suprême des cieux, de la terre, des océans et de l'univers.**

**En second lieu, mes chaleureuses félicitations à ma promotrice « M<sup>me</sup> SI-AHMED » qui n'a ménagé aucun effort et qui a toujours été présente à mes sollicitations, orienté et guidé mon travail de fin d'études.**

**Ma reconnaissance va aussi à l'ensemble de nos éminents professeurs qui ont su avec professionnalisme et dévouement mener à bien leur noble tâche de la communication du savoir.**

**Et enfin, je m'adresse ma profonde gratitude à tous les membres de l'honorable Jury qui auront à examiner et à apprécier à son juste titre ce modeste travail que je leurs soumette tout en les remerciant à l'avance.**

**Merci**

**K. DJILI**



# Dédicaces

**Ce modeste travail pour lequel j'ai peiné pendant de longue année et peut être donnée le meilleur de moi-même, je le dédie en premier lieu et à titre posthume, à la mémoire de mon père MOHAMMED.**

**En second lieu à ma très chers maman DJEDJIGA qui m'a aidé et encouragé du début jusqu'à la fin c'est à elle que revienne tous les mérites.**

**En troisième lieu, à mes frères et sœurs (Abd-Rezak ; Abd-Laziz ; Lotfi ; Nassima ; Chahra ; Kahina) sans oublier bien sûr tous les membres de ma famille sans exception aucune.**

**Je tien également à faire ma dédicace à mon mari Khaled ainsi qu'a tout les membres de sa famille.**

**Sans oublier mes camarades et amies (surtout Amina et sa famille).**

**K.DJILI**

# Sommaire

## **Introduction générale.**

### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques**

des matériaux.....1-8

### **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....9-21**

### **Chapitre III : Calcul des éléments :**

- Acrotère.....22-29
- Calcul des planches.....30-58
- Calcul d'escaliers.....59-81
- Etude du balcon.....82-86
- Etude de la charpente.....87-94

### **Chapitre IV : Etude du contreventement .....95-108**

### **Chapitre V : Modélisation de la structure et vérification de RPA.....109-133**

### **Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux :**

- Ferrailage des poutres.....134-151
- Ferrailage des poteaux.....152-179
- Ferrailage des voiles.....180-193

### **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....194-220**

### **Chapitre VIII : Etude du mur plaque.....221-228**

## **Conclusion générale.**

## **Bibliographie**

# Introduction

Le projet énoncé dans ce mémoire de fin d'études, porte sur l'analyse structurale d'un bâtiment qui propose une surface habitable de  $475.26\text{m}^2$  (six niveaux hors sols, un niveau en sous-sols) destinée à accueillir des logements et des locaux commerciaux. Le projet en question sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

L'ossature du bâtiment sera entièrement réalisée en béton armé. L'étude de la stabilité verticale de l'ouvrage consiste au dimensionnement des éléments structuraux (portiques, dalles, voiles et fondation). Pour ce faire, un calcul manuel de descente de charge sera effectué, sur la base de plans fournis par le bureau d'architecture. L'ensemble de ces calculs seront réalisés sur la base des normes de dimensionnement Algériennes.

La stabilité horizontale de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement en béton armé. Notre bâtiment (constitué à la base de portiques) dépasse 04 niveaux (ou 14 mètre), ainsi relativement à l'article 1.a du RPA 2003 ; il est impératif d'injecter des voiles de contreventement. Après une minutieuse étude au contreventement et en s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien nous allons déterminer le type de contreventement approprié à cette structure.

Une analyse dynamique, basée sur la méthode modale spectrale permettra de déterminer les effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentés au final par un spectre de réponse.

La reconnaissance et étude de sol sur lequel sera implanté l'ouvrage sont fournies sous forme d'un rapport rédigé par le géotechnicien. L'exploitation de ce document, nous permettra de déterminer la catégorie du site et de choisir le type de fondation approprié.

Pour mener à bien ce travail, les lois de Résistances Des Matériaux, les règles de calcul du Béton Armé aux Etats Limites (B.A.E.L 91, modifiés 99), le Règlement Parasismiques Algérien (R.P.A 99, Version 2003) sont empruntés pour cette étude.

L'ensemble des calculs effectués dans ce travail seront exécutés par un logiciel nommé « ETABS », il sera bien évidemment impératif d'adapter ce logiciel aux règlements exigés dans notre pays.

**I-1) Introduction :**

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

**I-1-1) Présentation de l'ouvrage :**

Le projet en cours d'étude, s'agit d'un bâtiment constitué d'un sous sol, un rez-de-chaussée et six étages avec charpente en bois à usage habitation et commercial.

Ce bâtiment est classé comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage2) et sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, classé selon le RPA 99 modifié en 2003 en zone de moyenne sismicité (zone IIa). Où la contrainte du sol :  $\sigma_{sol} = 1,16 \text{ bar}$

**a) Le bâtiment comporte :**

- ✓ Une cage d'escaliers ;
- ✓ Un sous sol ;
- ✓ Un rez-de-chaussée ;
- ✓ Six étages courants ;
- ✓ Une charpente en bois.

**I-1-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- Longueur totale de bâtiment :  $L = 26,70\text{m}$  ;
- Largeur totale du bâtiment :  $B = 17,80\text{m}$  ;
- Hauteur de sous sol  $H_{ss} = 4,80\text{m}$  ;
- Hauteur de rez-de-chaussée  $H_r = 3,74 \text{ m}$  ;
- Hauteur de l'étage courant  $H_e = 3,06 \text{ m}$  ;
- Hauteur de l'acrotère  $H_a = 0,60 \text{ m}$  ;
- Hauteur totale du bâtiment  $H_t = 26,90 \text{ m}$ .

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le CBA 93.

**I-2) Les éléments de l'ouvrage :****a) Ossature :**

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

• **Contreventement par portiques :** C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

• **Contreventement par voiles :** composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

### b) Planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

-Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

-Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux.

### c) Escaliers :

Cet ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier ;

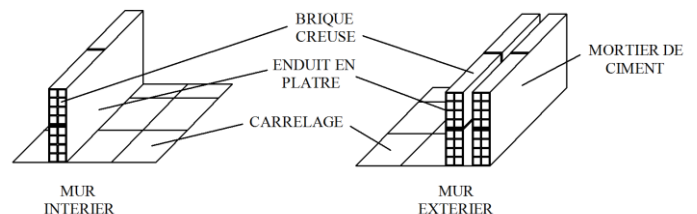
- Escalier comportant 02 volées droites avec un palier intermédiaire pour l'étage courant.

### d) Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de soixante centimètres (60 cm) qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

### e) Remplissages :

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 5 cm ; les murs intérieurs seront réalisés en briques creuses de 10cm.



**Figure I.1 : Schéma descriptif de mur extérieur et intérieur**

**f) Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades ;

**g) Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle plein.

**h) Toiture :**

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement.

**i) Les fondations :**

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

**j) Etude géotechnique du sol:** (Conclusion tiré du rapport géotechnique).

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- **Type du sol** : la géologie du site est constituée d'un substratum d'argiles Marneuses gisant au delà des 15 mètres, il est couvert d'une tranche d'altération puis par les dépôts alluvionnaire, épais de plus de 4m constitués d'argile à sablo graveleuses à caillouteuses de teinte brune et enfin en surface des remblais de nature diverse sur plus de 3m d'épaisseur.
- **Le choix de fondation** : le choix serait porté sur une fondation superficielle sur radier général.
- **Contrainte admissible du sol** :  $\sigma_{sol} = 1,16$  bars situé à une profondeur de 3m.
- **Site** : d'après l'article 3.3.3 page 17 du RPA 99(modifié en 2003) on classe le site dans la catégorie S3.

**I-3) Système de coffrage :**

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

**I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés doivent répondre aux règles parasismiques algériennes (RPA99) ainsi qu'aux règles techniques de béton armé aux états limites (B.A.E.L.91).

**I-4-1) Le béton :****a) Définition :**

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, de sable et de gravier ainsi d'eau.

**b) Le dosage de ciment :**

Le béton utilisé dans la construction de cet ouvrage est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment portland composé (CPJ 42.5).

**c) La résistance caractéristique du béton à la compression :**

Notée par  $f_{c28}$ , elle est déterminée par un essai axial (compression simple) sur des éprouvettes normalisées.

- A 28 jours de durcissement :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- Pour  $j < 28$  jours, la résistance caractéristique du béton  $f_{cj}$  est définie comme suit :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \text{(Art.A.2.1,11/ BAEL91)}$$

Pour l'étude de notre projet on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours de valeur  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , celle-ci est donnée pour un contrôle régulier sur chantier.

**d) La résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à ( $j$ ) jours, notée  $f_{tj}$  est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{Art.A.2.1,12/B.A.E.L.91})$$

$$\text{à } 28 \text{ j : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

**e) Module de déformation longitudinale du béton :**

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,21/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

-Le module de déformation différée du béton  $E_{vj}$  est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,22/B.A.E.L.91})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{iv} = 10819 \text{ MPa}$

**f) Module de déformation transversale du béton :**

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

Avec:

$E$  : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson, il a pour valeur :

$\nu = 0$  si le calcul de déformations est à l'E.L.U

$\nu = 2$  si le calcul de déformations est à l'E.L.S

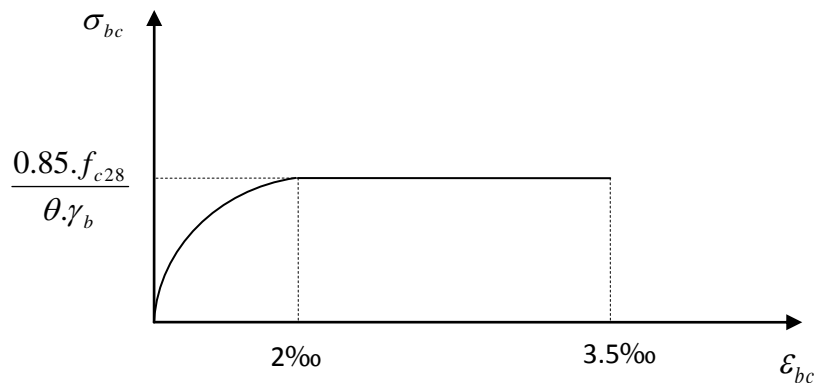
**g) Masse volumique du béton :**

La masse volumique du béton est prise égale à  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

**h) Contraintes limites du béton :**

Dans le cas de béton armé relatif aux états limites, on remplace les digrammes réels par des diagrammes conventionnels adoptés comme suit :

- **A l'état limite ultime (ELU) :** nous utilisons pour le béton un digramme non linéaire.  
Dit : "Diagramme parabole-rectangle". **(Art.4.3,41/B.A.E.L.91)**



**-Figure .I.2: Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.U-**

La contrainte limite du béton à 28jours vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Avec :

$\theta$  : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$\theta = 1$  lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée > 24 heures.

$\theta = 0,9$  lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$  lorsque cette durée est < 1 heure.

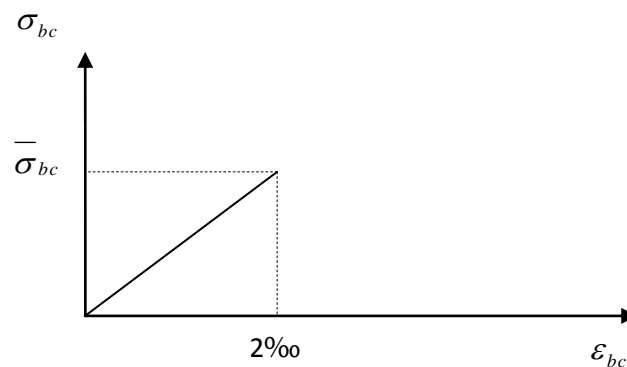
$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  pour les situations durables.

$\gamma_b = 1,15$  pour les situations accidentelles (séisme).

➤ **A l'état limite de service (ELS)** : nous utilisons pour le béton un diagramme linéaire et sa contrainte limite est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} , \text{ pour } j = 28 \text{ jours : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{Art.4.5,2/B.A.E.L.91})$$



-Figure. I.3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.S-

➤ **Contrainte limite de cisaillement** : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{Vu}{b \cdot d} \quad (\text{Art.5.1,1/B.A.E.L.91})$$

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section cisailée à l'ELU.

$b$  : Largeur de la section cisailée.

$d$  : Hauteur utile de la section cisailée.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : (Art.5.1,211/B.A.E.L.91)

$$\tau_U \leq \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \rightarrow \text{Cas des fissurations non préjudiciables.}$$

$$\tau_U \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} \rightarrow \text{Cas des fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.}$$

#### **I-4-2) Les aciers :**

Les aciers utilisés pour les ferrailages des éléments de l'ouvrage sont :

- Les aciers haut adhérence (H.A) de limite d'élasticité  $f_e=400\text{MPa}$ .
- Les aciers ronds lisses de nuance  $f_eE24$  de limite d'élasticité  $f_e=235\text{MPa}$ .
- Les treillis soudés en filles lisse T.L.E.520, de limite d'élasticité  $f_e=520$

##### **I-4-2-1) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

(Art.2.2,1/B.A.E.L.91)

##### **I-4-2-2) Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

###### **a) Contrainte limite ultime à l'ELU :**

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

Où :  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$f_e$  : limite d'élasticité

###### **b) Contrainte limite de service ELS :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et de diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues tel que :

###### **b-1) fissuration peut nuisible :**

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

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

**b-2) fissuration préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} = \min\{2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$$

**b-3) fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\sigma_{st} = \min\{1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

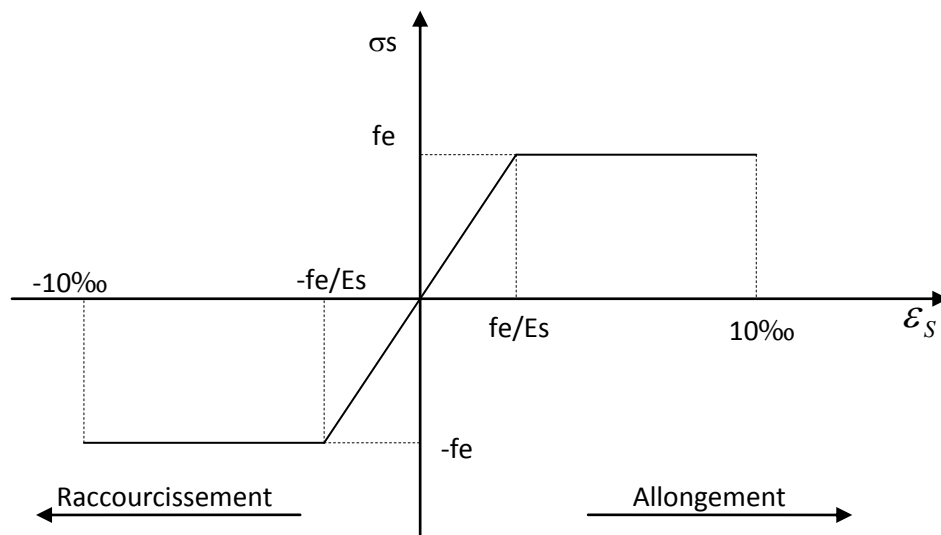
$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence de  $\varnothing \geq 6\text{mm}$ .

$\eta = 1,3$  pour les armatures à haute adhérence de  $\varnothing < 6\text{mm}$ .

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisses.

**I-4-2-3) Diagramme contraintes déformations :**

(Art.2.2,2/B.A.E.L.91)



**-Figure .I.4 : Diagramme contraintes déformations de l'acier-**

**II- Pré dimensionnement des éléments:****II-1-Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Il se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- Le CBA 93
- Le BAEL 91

**II-1-1-Plancher en corps creux :**

**Fig.II-1 : Plancher en corps creux.**

Il s'agit de plancher constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$ht \geq L_{max}/22.5 \dots\dots\dots(\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99})$$

**L<sub>max</sub>** : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

**ht** : épaisseur de la dalle.

On a :  $L_{max} = 400 - 30 = 370$  cm.

D'où :  $ht = 370/22.5 = 16.44$  cm.

**On optera pour un plancher de (16+4) cm.**

**II-1-2-Dalle pleine :**

L'épaisseur de la dalle sera déterminée par la condition suivante :

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

Avec : **L** : portée libre.

$$e_p \geq \frac{125}{10} = 12,5 \text{ cm.}$$

**e<sub>p</sub>** : épaisseur de la dalle.

On adoptera une épaisseur de **15cm**.

**II-2- Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments internes qui ne sont pas exposés aux intempéries, ces dernières sont sollicitées par des moments fléchissant qui détermineront les armatures longitudinales et des efforts tranchants qui détermineront les armatures transversales, l'effort normal étant négligé.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par la formule empirique suivante :

$$\triangleright L / 15 \leq ht \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$\triangleright 0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$$

**H** : la hauteur de la poutre.

**b** : largeur de la poutre.

**L** : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs, selon le **RPA version 2003** elles doivent respecter les conditions suivantes :

$$\triangleright ht \geq 30 \text{ cm}$$

$$\triangleright b \geq 20$$

$$\triangleright ht / b \leq 4$$

**II-2-1- Poutres principales (sens transversal) :**

Sachant que  $L_{\max} = 400 - 30 = 370$  cm, il vient :

$$370 / 15 \leq ht \leq 370 / 10 \text{ ce qui donne } 24.66 \leq ht \leq 37 \text{ cm}$$

On prend : **ht = 35 cm**

Par conséquent, la largeur **b** sera :

$$0,4 ht = 14 \text{ cm.}$$

$$0,7 ht = 24,5 \text{ cm.}$$

On prend : **b = 25 cm**.

**II-2-2-Poutres secondaires (sens longitudinal) :**

Sachant que  $L_{max} = 380 - 30 = 350$  cm, il vient :



$L/15 = 23.33$  cm ;  $L/10 = 35$ cm

Donc  $23.33 \leq ht \leq 35$ cm on prend **ht = 30cm**

La largeur b sera donc :

$0,4 ht = 12$  cm

$0,7 ht = 21$  cm

$12 \leq ht \leq 21$ cm

**On prend : b = 25 cm.**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20$ cm	25 cm	25cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4	1.2	Vérifiée

**Tableau II-1-Vérification des conditions exigées par le RPA .**

**Conclusion :**

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 25 x 35 (cm<sup>2</sup>).

Poutres secondaires : 25 x 30(cm<sup>2</sup>).



**Fig. II-2 : Poutre principale**



**Fig. II-3 : poutre secondaire**

**II-3-Evaluation des charges et surcharges :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

**II-3-1-Charges permanentes :**

a/toiture :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Couverture en tuile mécanique (linteau compris)	/	/	<b>0,45</b>
chevrons et pannes	/	/	<b>2×0 ,12</b>
<b>totale</b>			<b>0.69</b>

TABLEAU II.2. Les charges permanentes revenant à la toiture.

b/Plancher terrasse :

Désignation des éléments	Epaisseur r (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	figure
1 l'étanchéité	2	0.095	<b>0.19</b>	
2 Plancher en corps creux (16+4)	20	/	<b>3.10</b>	
3 Enduit en plâtre	2	0.1	<b>0.2</b>	
<b>Charge permanente totale : Gt</b>			<b>3.49</b>	

TABLEAU II.3. les charges permanentes revenant au plancher terrasse

c/Planchers d'étage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	figure
1. Maçonnerie en briques creuses.	<b>0 ,10</b>	/	<b>0.9</b>	
2. Revêtement en carrelage	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>0.4</b>	
3. Mortier de pose	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>0.4</b>	
4. Couche de sable	<b>2</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>	
5. Plancher en corps creux	<b>20</b>	/	<b>2.85</b>	
6. Enduit en plâtre	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>0.2</b>	
<b>totale</b>			<b>5.11</b>	

TABLEAU II.4. les charges permanentes revenant au plancher étage courant.

d/ Planchers de RDC (dalle pleine) :


Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	figure
1 . Revêtement carrelage	2	22	0.44	
2. Mortier de pose	2	20	0.40	
3. Couche de sable	2	18	0.36	
4. Dalle en béton armé	15	/	3.75	
5. Enduit en plâtre	2	12	0,24	
<b>totale</b>			<b>5.19</b>	

TABLEAU II.5. les charges permanentes revenant au plancher RDC.

e/ la Maçonnerie :

• Murs extérieur :

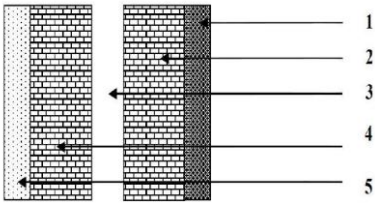
Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Figure
1. Mortier de ciment	2	18	0.36	
2. Briques creuse	10	9	0.9	
3. lame d'air	8	0	0	
4. Briques creuses	10	9	0.9	
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
<b>totale</b>			<b>2.36</b>	

TABLEAU II.6. les charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

• Murs intérieur :

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

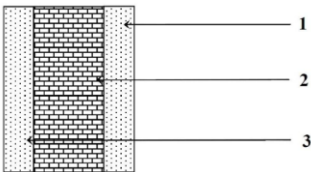
Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Figure
1 Enduit de plâtre	2	10	0.2	
4. Briques creuses	10	9	0.9	
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2	
<b>totale</b>			<b>1.30</b>	

TABLEAU II.7. les charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

**II-3-2-Charges d'exploitations :**

Eléments	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Acrotère	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher de RDC	5
L'escalier	2.5
Balcon	3.5
Toiture	1

TABLEAU II.8. Les charges d'exploitations revenant aux différents éléments

**II-4- Surface d'influence :**

La surface revenant au poteau le plus sollicité B3 est :

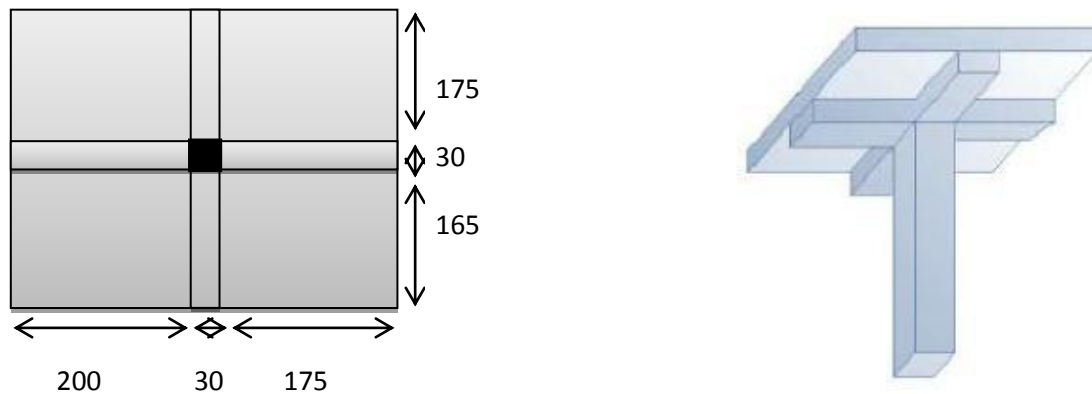


Figure II-4 : Dimension de la section revenant au poteau le plus sollicité

**a/ La toiture :**

$$\cos \alpha = 3,45/X \text{ d'où } X = 3,45 / \cos 20 = 3,67\text{m}$$

$$St = (1,75 + 1,65) \times 3,67 = 12,48 \text{ m}^2.$$

**b/ Plancher :**

$$S_{\text{total}} = ((2 + 1,75) - 0,3) \times ((1,75 + 1,65) - 0,3) = 10,69\text{m}^2.$$

**II-4-1-Poids propre des éléments :**

**a) Toiture :**

$$P_{\text{toiture}} = G \times St = 0,69 \times 12,29 = 8,48 \text{ KN}.$$

**b) Terrasse inaccessible :**

$$P = G \times S = 3,49 \times 10,69 = 37,30\text{KN}$$

**c) Plancher étage courant :**

$$P = G \times S = 5,11 \times 10,69 = 54,62 \text{ KN.}$$

**d) Plancher RDC :**

$$P = G \times S = 5,19 \times 10,69 = 55,48 \text{ KN}$$

**e) Poutres:**

$$P_{\text{PRINCIPALES}} = (0,25 \times 0,35 \times 3,45) \times 25 = 7,54 \text{ KN}$$

$$P_{\text{secondaires}} = (0,25 \times 0,30 \times 3,10) \times 25 = 5,81 \text{ KN}$$

$$P_t = 13,35 \text{ KN}$$

$$P_{\text{toiture}} = (0,25 \times 0,30 \times 3,67) \times 25 + (0,25 \times 0,30 \times 3,10) \times 25 = 12,69 \text{ KN.}$$

**f) Poteaux :**

$$\text{Poteau niveau 1: } P = (0,3 \times 0,3 \times 4,80) \times 25 = 10,80 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau étage courant : } P = (0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25 = 6,885 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau niveau 2 : } P = (0,3 \times 0,3 \times 3,74) \times 25 = 8,415 \text{ KN.}$$

$$\text{Poteau toiture : } P = (0,3 \times 0,3 \times 2) \times 25 = 4,5 \text{ KN.}$$

**II-4-2-Les surcharges d'exploitations repressent par le poteau le plus chargé :**

$$\text{Toiture : } Q_0 = 1 \times 12,29 = 12,29 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher d'étage courant: } Q_1 = \dots \dots \dots Q_6 = 1,5 \times 10,69 = 16,03 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher RDC : } Q_7 = 5 \times 10,69 = 53,45 \text{ KN}$$

**II-5- Pré dimensionnement des poteaux :**

1) Pour pré dimensionné les poteaux on utilise l'article 7.1.3.3 / RPA99 modifié 2003 :

$$V = N_d / (B_c \times f_{cj}) \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{II.1}$$

**Tel que :**

**N<sub>d</sub>:** désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton;

**B<sub>c</sub>:** est l'aire (section brute) de cette dernière;

**f<sub>cj</sub>:** est la résistance caractéristique du béton;

**V:** effort normale réduit .

De II.1 on tire:  $B_c = \frac{N_d}{V \times f_{c28}} \dots \dots \dots \text{II.2}$

On prend:

$$V_{\text{max}} = 0,3$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} = 2,5 \text{ KN/cm}^2$$

On remplace les valeurs de  $V_{max}$  et  $f_{c28}$  dans la formule II.2 on obtient:

$$B_c = 1.33 N_s \dots\dots\dots II.3$$

Niv	Charges permanente et surcharges [KN]								B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )
	G <sub>plancher</sub> (KN)	G <sub>poutres</sub> (KN)	G <sub>poteaux</sub> (KN)	G <sub>tot</sub> (KN)	N <sub>G</sub> (KN)	Q (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>s</sub> =N <sub>G</sub> +N <sub>Q</sub> (KN)	
Sous toiture	8,48	12,69	4,5	25,67	25,67	12,48	12,48	38,15	50,74
Sous 8	37,30	13,35	6,88	57,53	83,20	16,03	28,51	111,71	148,57
Sous 7	54,62	13,35	6,88	74,85	158,05	16,03	44,54	202,59	269,44
Sous 6	54,62	13,35	6,88	74,85	232,90	16,03	60,57	293,47	390,31
Sous 5	54,62	13,35	6,88	74,85	307,75	16,03	76,60	384,35	511,18
Sous 4	54,62	13,35	6,88	74,85	382,60	16,03	92,63	475,23	632,05
Sous 3	54,62	13,35	6,88	74,85	457,45	16,03	108,66	566,11	752,92
Sous 2	54,62	13,35	8,41	76,38	533,83	16,03	124,69	658,52	875,83
Sous 1	55,48	13,35	10,80	79,63	613,46	53,45	178,14	791,60	1052,83

TABLEAU II.9. Les sections de poteaux calculés par la formule II.3.

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- SOUS-SOL : (40×40) cm<sup>2</sup>
- RDC: (40×40)cm<sup>2</sup>
- 1<sup>er</sup> au 2<sup>eme</sup> étage :(35×35)cm<sup>2</sup>
- 3<sup>er</sup> au 4<sup>eme</sup> étage :(30×30)cm<sup>2</sup>
- 5<sup>er</sup> au 6<sup>eme</sup> étage :(25×25)cm<sup>2</sup>
- Toiture: (25x25)cm<sup>2</sup>

2) On doit vérifier l'article (b8.4.1) de CBA 93 :

Soit N<sub>u</sub> l'effort normal ultime appliqué au poteau le plus sollicité.

❖ **D'après l'article (b8.4.1) de CBA 93 :** l'effort normal ultime N<sub>u</sub> agissant sur un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right].$$

Et d'après les règles du BAEL 91, elle préconise de prendre la section réduite B<sub>r</sub> :

$$B_r \geq \left[ \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{f_{e,A}}{\gamma_s \cdot B_r}} \right]$$

Tel que :

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

f<sub>c28</sub>=25 Mpa.

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa. (Résistance ultime de béton).}$$

$f_e$ : limite élastique de l'acier utilisé =400 Mpa.

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15.$$

$\beta$ : Coefficient de correction dépendant de l'élanement  $\lambda$  des poteaux tel que :

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si : } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85 \left( \frac{\lambda^2}{1500} \right)^2 \quad \text{si : } 50 < \lambda < 70.$$

On fixe  $\lambda=35$  (domaine de compression centrée).

$$\text{D'où : } \beta = 1.2$$

D'après le RPA 2003  $A/B_r = 0,8\%$  (zone II<sub>a</sub>).

$$B_r (cm) \geq 0,66 N_u$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q.$$

Niv	$B_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$ (KN)	$0.66 N_u$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Sous toiture	625	53.37	35.23	vérifiée
Sous 8	625	155.08	102.35	vérifiée
Sous 7	625	280.18	184.92	vérifiée
Sous 6	900	405.27	267.48	vérifiée
Sous 5	900	530.36	350.04	vérifiée
Sous 4	1225	655.45	432.60	vérifiée
Sous 3	1225	780.55	515.16	vérifiée
Sous 2	1600	907.70	599.08	vérifiée
Sous 1	1600	1095.38	722.95	vérifiée

**Conclusion:**

Alors cette condition est vérifiée pour l'ensemble des niveaux.  $B_r (cm) \geq 0,66 N_u$

**3) Vérification du RPA:**

Par ailleurs les section retenus doivent en plus vérifier les condition imposées par le

RPA 99/version2003.

Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone II}_a$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées	observation
25x25( 5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étages)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(25,25)=25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
30 x 30 ( 3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étages)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(30,30)=30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35 x 35( 1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup> étages)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(35,35)=35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40 (RDC)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(40,40)=40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 18.7$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40 (sous-sol)	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(40,40)=40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 24$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

TABLEAU II.10. Vérification des conditions exigées par le RPA.

**4) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux dû à l'effort normal axial, il faut que :

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

i : Rayon de giration.

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$L_f = 0.7 I_0$$

$L_f$  : Longueur de flambement d'un poteau (Art.122, BAEL 91)

$I_0$  : Longueur libre de poteau

$$\lambda = \frac{0.7I_0}{\sqrt{hb/12bh^3}} < 50$$

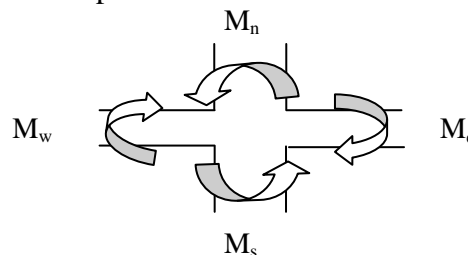
$$\lambda = \frac{0.7 I_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Pour le s.sol, (poteau 40x40) ;  $I_0=4.80$  m ;  $\lambda =29.09 < 50 \Rightarrow$  (condition vérifiée).

Alors tous les poteaux sont vérifiés au flambement.

**5) Vérification de la rotule plastique :**

L'article 7.6.2, RPA, stipule que dans les portiques participant au système de contreventement, il faut prendre les dispositions nécessaires pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux est ce ci en respectant les conditions suivantes :



a)  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 |M_w| + |M_e|$

b) Pour la zone IIa la section minimale est de (25x25). (RPA99 version 2003) article 7.4.1.

➤ **Pour les poutres principales (25 x35) :**

On a  $\sigma = M \frac{v}{I} \Rightarrow M = \sigma \frac{I}{v}$  et  $M_n=M_s ; M_w=M_e$

Qui donne  $M_n \geq 1.25 M_e \Rightarrow M_{pot} \geq 1.25 M_{pout}$ .

$\sigma \frac{I_{pot}}{v} \geq 1.25 \sigma \frac{I_{pout}}{v}$  En simplifier  $\sigma$  et  $v$  en obtiens :  $I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$

$I_{pout} = 0.35 \times 0.25^3 / 12 = 4.55 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$I_{pot} \geq 1.25 \times 4.55 \times 10^{-4} = 5.69 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Soit une section de (30x30) donc  $I_{pot} = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$  ..... (Condition vérifiée).

➤ **Pour les poutres secondaires (25 x30) :**

$$I_{\text{pout}} = 0.30 \times 0.25^3 / 12 = 3.90 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{pot}} \geq 1.25 \times 3.90 \times 10^{-4} = 4.88 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Soit une section de **(30x30)** donc  $I_{\text{pot}} = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$$I_{\text{pot}} \geq 1.25 \times I_{\text{pout}} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Donc la condition de la rotule plastique est carrément vérifiée pour toutes les portiques de cette structure, ce qui implique que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**Conclusion :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

**II-6- Pré dimensionnement des voiles :**

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1/RPA99

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $l \geq 4 e$

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Dans notre cas, on prend :

-Pour le RDC :  $H_e = 374 - 20 = 354 \text{ cm}$

-Pour l'étage courant :  $H_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

➤ Epaisseur du voile :

- **RDC** :  $ep \geq H_e / 20 = 354 / 20 = 17.7 \text{ cm}$ .
- **Etage courant** :  $ep \geq H_e / 20 = 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$ .

**On adoptera une épaisseur de : 20cm.**

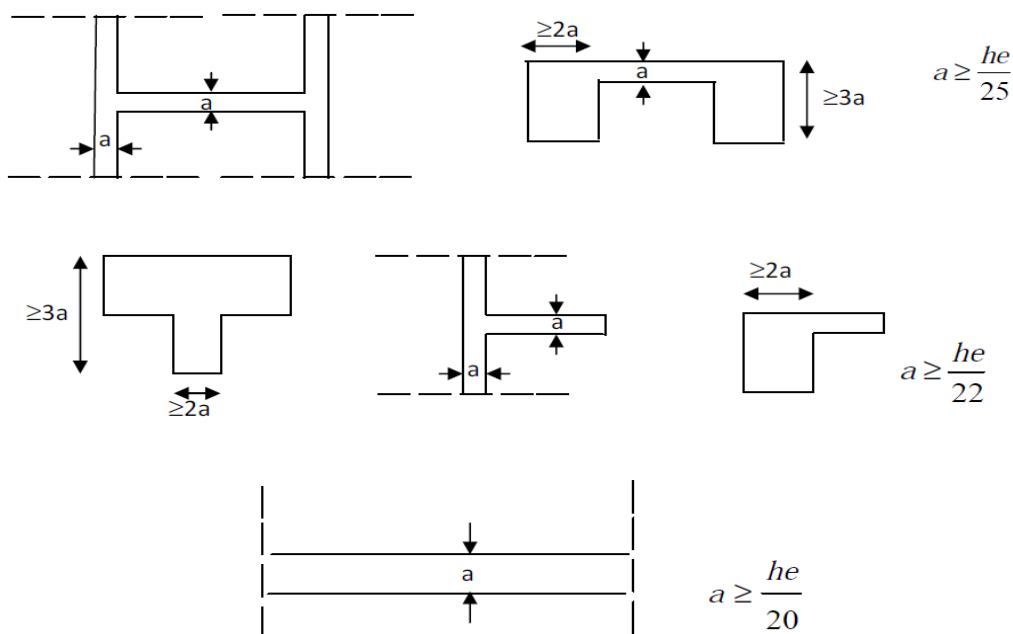


Figure II.5: Coupe de voile en plan.

➤ Largeur du voile :

Les voiles de contreventements satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4 \times e \text{ (RPA 99/art 7.7.1).}$$

L : Largeur du voile.

e : épaisseur du voile.

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm. (Condition vérifiée).}$$

**Conclusion :**

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de 1,5 m donc la condition  $L \geq 4a$  est vérifiée.

**III-1) Étude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher est soumise à son poids propre  $G$  et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ( $Q = 1\text{KN/ml}$ ) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

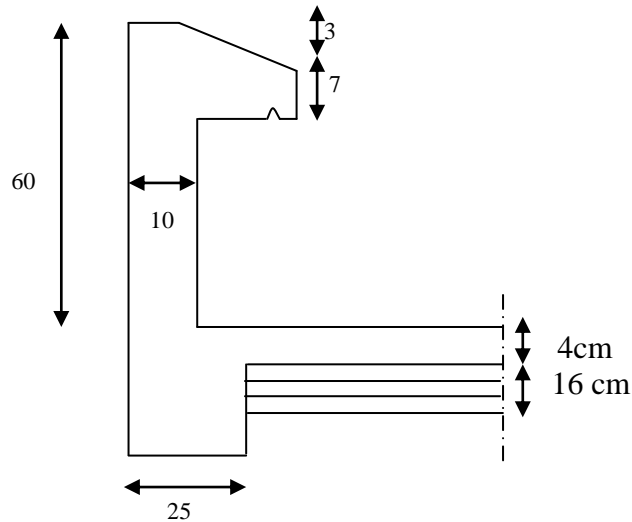


Figure III -1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

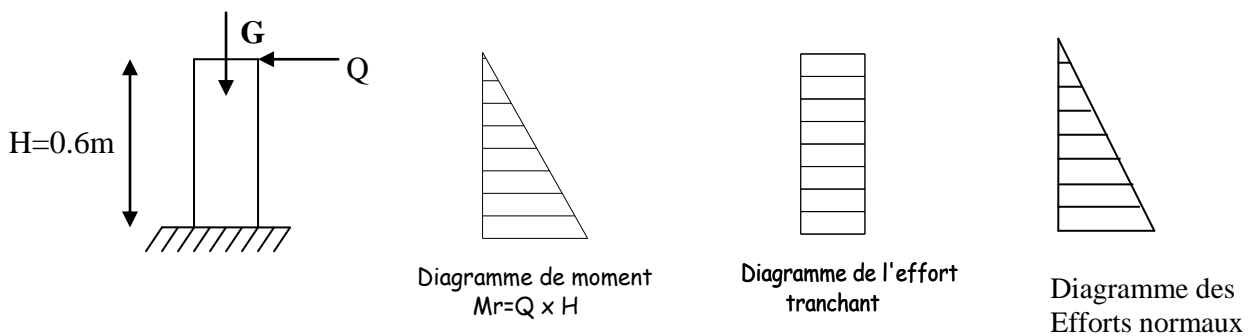
**III-1-1) Calcul des sollicitations :**

Figure III-1-2 : Schéma statique de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \times 1m = 25 [(0.03 \times 0.2 / 2) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5)]$$

$$G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$\rho$  : masse volumique de béton.

$S$  : section transversale de l'acrotère.

- Poussée latérale :

$$Q = 1 \text{ KN/ m}$$

- Moment de renversement :

$$M_r = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

### III-1-2) Combinaison de charges:

#### 1) A L'ELU : 1.53G + 1.5Q

- L'effort normal :

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.675$$

$$\Rightarrow N_u = 2.26 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion:

$$M_u = 1.5 \times M_r = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$V_Q = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_Q = 1.5 \text{ KN}$$

#### 2) A L'ELS: G + Q

- L'effort normal :  $N_s = G = 1.675 \text{ KN.m}$

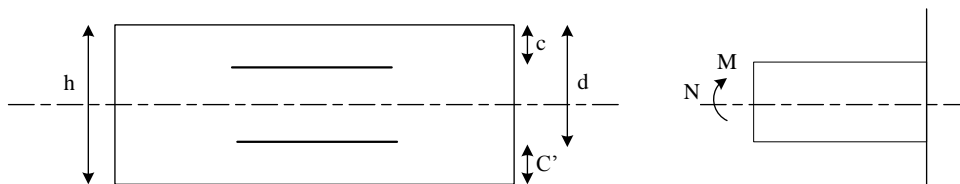
- Moment de flexion:  $M_s = M_r = 0.6 \text{ KN.m}$

- L'effort tranchant :  $V_Q = 1 \text{ KN}$

### III-1-3) Calcul des armatures :

L'acrotère est considéré comme une section rectangulaire de  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ , soumise à un moment fléchissant et un effort normal de compression, d'où le calcul se fera à la flexion composée.  $H = 10 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 8 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$

#### ➤ Calcul à L'ELU :



$H$  : Épaisseur de la section.

$c$  et  $c'$  : Enrobage.

$d = h - c$  : Hauteur utile

$M_r$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

## ❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$N_u = 2.26 \text{ KN/ml} ; M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.4m$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0.03m$$

Donc :  $0.4 > 0.03 \text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, alors celle-ci est partiellement comprimée (SPC). Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis elle se ramène à la flexion composée.

## ❖ Moment fictif (Flexion simple) :

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.4 + 0.03 = 0.43m$$

$$M_f = 2.26 \times 0.43 = 0.972 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.972 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 1.42} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.011 \Leftrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.972 \times 10^2}{0.994 \times 8 \times 34.8} = 0.35 \text{ cm}^2$$

## ❖ Calcul des armatures réelles (Flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.26}{34.8} = 0.28 \text{ cm}^2$$

**III-1-4) Les vérifications à L'ELU :**

## a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_u - 0.455 \times d}{e_u - 0.185 \times d} \right]$$

$$= 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{40 - 0.455 \times 8}{40 - 0.185 \times 8} \right] \Rightarrow A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

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

$$A_u = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml = 2.51cm<sup>2</sup> ; avec : s<sub>t</sub> = 20 cm

**Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01cm<sup>2</sup> ; avec : s<sub>t</sub> = 33 cm.

b) **Vérification au cisaillement :** (BAEL 91 Art a.5.1.211)

La fissuration est préjudiciable :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) \\ &= \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

c) **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :**

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 8 \times 100}{1.5} = 480 \text{ KN} .$$

$T_u^{\max} = 1.5 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 125.6} = 1.66 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

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

e) **Encrage des barres :** (Art. A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_u} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :  $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$

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

f) Espacement des barres : (Art.8.2,42/BAEL91)

- Armatures principales :  $S_{t \max} = 20\text{cm} \langle \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{30\text{cm}; 33\text{cm}\} = 30\text{cm}$   
 $\Rightarrow$  Condition vérifiée

- Armature de répartition :  $S_{t \max} = 15\text{cm} \langle \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{40\text{cm}; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$   
 $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ Calcul à L'ELS :

$M_s = 0.6 \text{ KN}$ ,  $N_s = 1.675\text{KN/ml}$ .

Les armatures adoptées à L'ELU sont  $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

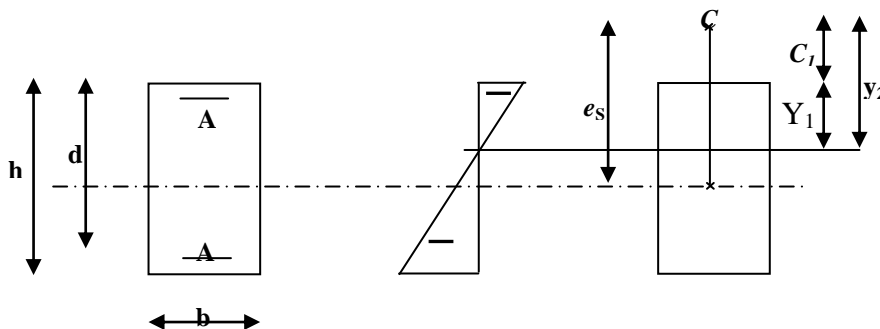
❖ Calcul de l'excentricité à l'ELS:

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 0.3582\text{m} = 35.82\text{cm}$$

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

$$e_s = 35.82\text{cm} > 3\text{cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée, on doit résoudre l'équation suivante :  $y_2^3 + P y_2 - q = 0$



-Figure.III-1-3 : Schéma représentatif du centre de pression-

$y_2$  : Distance entre l'axe neutre et le centre de pression.

$P, q$  : Coefficients donnés par les différentes sections.

$y_1$  : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

$C_1$  : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35.82 = -30.82 \text{ cm}$$

Pour notre cas  $C_1 < 0$

• **Calcul des coefficients P et q :**

$$P = -3(C_1)^2 - \frac{90 \times A_u'}{b} (C_1 - C') + \frac{90 \times A_u}{b} (d - C_1)$$

$$P = -3(-30.82)^2 + \frac{90 \times 2.51}{100} (8 + 30.82) = -2761.92 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(C_1)^3 - \frac{90 \times A_u'}{b} (C_1 - C')^2 - \frac{90 \times A_u}{b} (d - C_1)^2$$

$$q = -2(-30.82)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} (8 + 30.82)^2 = 55145.84 \text{ cm}^3.$$

$$y_2^3 - 2761.92 y_2 + 55145.84 = 0$$

Résolution de l'équation ci-dessus :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (55145.84)^2 + \frac{(-2761.92)^3 \times 4}{27} = -8.02 \times 10^7$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines.

• **Calcul de  $\alpha$  :**

$$\cos \alpha = \frac{3 \times q}{2 \times P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 55145.84}{2 \times (-2761.92)} \times \sqrt{\frac{-3}{-2761.92}} = -0.987$$

$$\Rightarrow \alpha = 170.75^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2761.92}{3}} = 60.68$$

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3}\right) = 33.12$$

$$\Rightarrow y_2^1 = 33.12$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3} + 120\right) = -60.59$$

$$\Rightarrow y_2^2 = -60.59$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3} + 240\right) = 27.47$$

$$\Rightarrow y_2^3 = 27.47$$

$$0 < y_1 = y_2 - c_1 < h$$

$$y_2 = 33.12 \text{ cm}$$

Soit :  $0 < y_1 < h$

$$y_1 = y_2 + C_1 = 33.12 - 30.82 = 2.30 \text{ cm.}$$

➤ **Les Vérifications :**

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

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

$$S = \frac{by_1^2}{2} + 15 \times [A'_u \times (y_1 - C') + A_u (d - y_1)]$$

$$= \frac{100 \times (2.30)^2}{2} + 15[-2.51 \times (8 - 2.30)] = 49.89 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow S = 49.89 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{S} = \frac{1.675}{49.89} = 0.034 \text{ KN/cm}^3$$

$$\Rightarrow K = 0.034 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.034 \times 2.30 \times 10 = 0.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.034 (8 - 2.30) \times 10 = 85.50 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 85.50 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \} ; \quad n=1.6 \text{ pour une barre HA.}$$

$$= \min \{ 266.66 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 85.50 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

**b) Vérification de l'acrotère au séisme : (R.P.A 99 : Article 6.2.3)**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques horizontale suivant la formule :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot W_P$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas, zone IIa, groupe 2

⇒  $A = 0.15$  (RPA 99, tableau 4 -1).

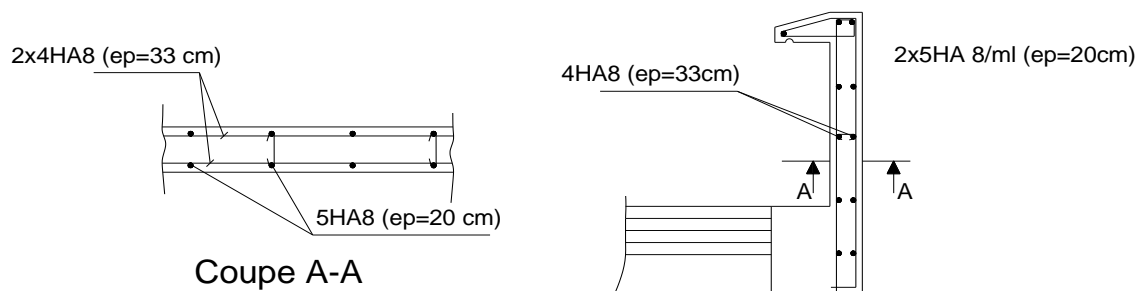
$C_P$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$W_P$  : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1.675 KN.

On prend :  $C_P = 0.8$

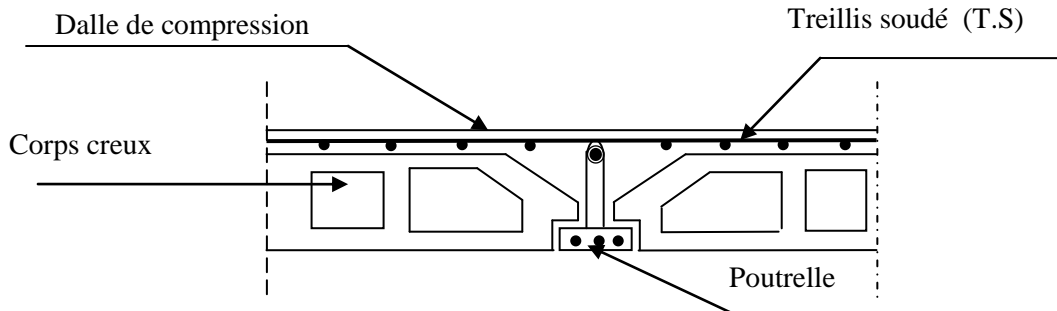
D'où :  $F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ KN} < 1 \text{ KN}$

⇒ La condition est vérifiée

**III-1-5 : Ferrailage de l'acrotère :****Ferrailage de l'acrotère**

**III-2) Calcul des planchers :**

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.



**Fig III-2-1 : Coupe de plancher**

**III-2-1) Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**), avec une limite d'élasticité  $f_e=520\text{Mpa}$ . Les dimensions des malles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par l'Art **B.6.8.423/ BAEL 91(modifié 99)**.

- 20cm (5pm) pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.
- 33cm (3pm) pour les armatures  $//$  aux poutrelles.

**❖ Calcul des armatures :**

**a) La section d'armatures perpendiculaire aux poutrelles est :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50\text{cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (L=65cm).

Selon le tableau des armatures on adoptera  $5\text{Ø}4$  avec un espacement  $e=20\text{cm}$ .

**b) La section d'armatures parallèle aux poutrelles est :**

$$A = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,628}{2} = 0,314\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On adoptera 4Ø4 avec un espacement  $e=25\text{cm}$ .

### Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension  $(5 \times 4 \times 250 \times 200)$  mm<sup>2</sup>.

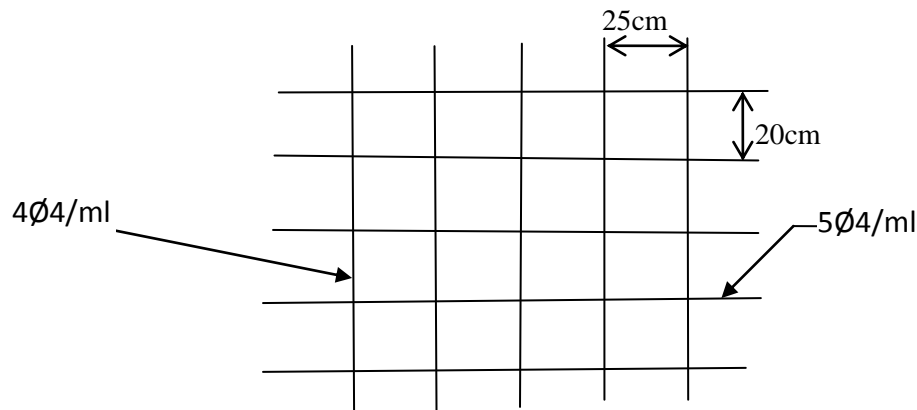


Fig III-2-2 : Schéma du treillis soudé.

### III-2-2) Etude de la poutrelle :

Dans notre bâtiment nous avons deux types de poutrelles à étudier, qui sont :

- 1) poutrelle des planchers à quatre travées.
- 2) Poutrelle des portes à faux à deux travées.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

**1<sup>ère</sup> étape :** avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

- **Charges permanentes :**

-poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{KN} / \text{ml}$

-poids propre du corps creux :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{KN} / \text{ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Charges d'exploitation (surcharge) :**

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

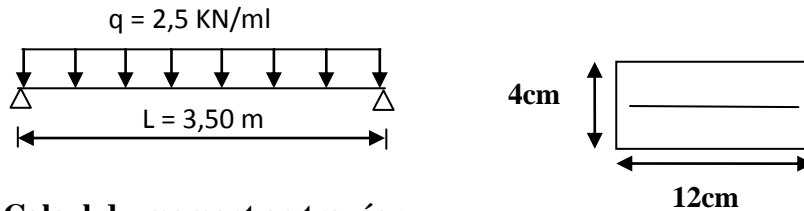
- **Combinaison de charges a l'ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

- **schéma statique de la poutrelle :**

$$L = 3,80 - 0,30 = 3,50 \text{ m.}$$



- **Calcul du moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,5)^2}{8} = 3,83 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{2,5 \times 3,5}{2} = 4,37 \text{ KN.}$$

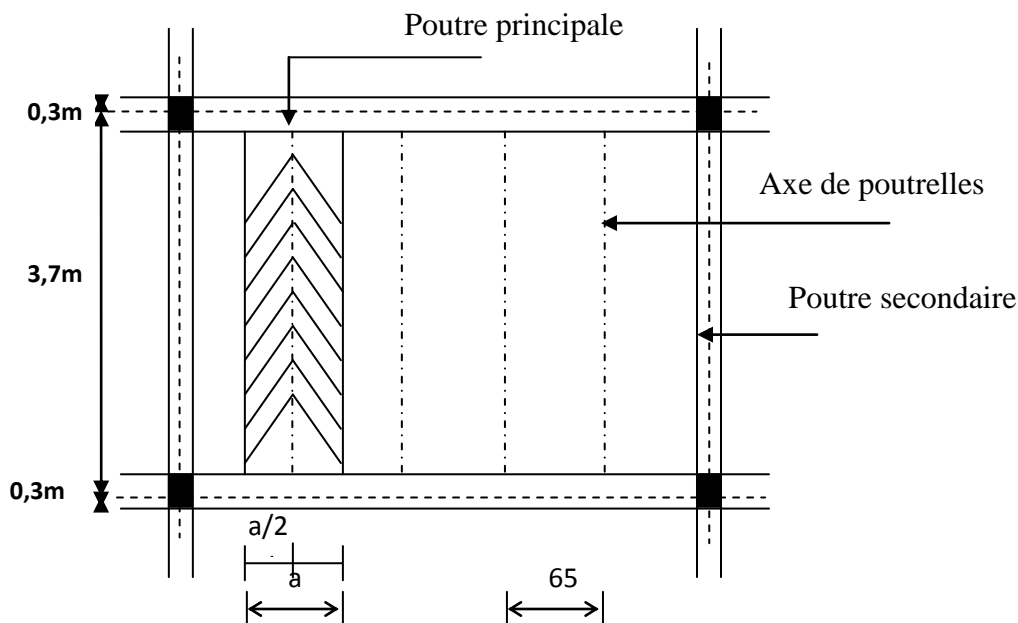


Fig III-2-4 : surface revenant aux poutrelles.

**a** : largeur du plancher repris par la poutrelle.

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{4,28 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.28 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A.}$$

**Conclusion :**

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles sont très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120cm).

**2<sup>ème</sup> étape :** Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher pour déterminer les moments en travées et aux appuis et les efforts tranchants, le BAEL 91 propose deux méthodes de calcul usuelles qui sont :

-La méthode forfaitaire.

-La méthode des trois moments.

**a) Charges et surcharges :**

Poids propre du plancher :  $G = 5,11 \times 0,65 = 3,322 \text{KN/ml}$ .

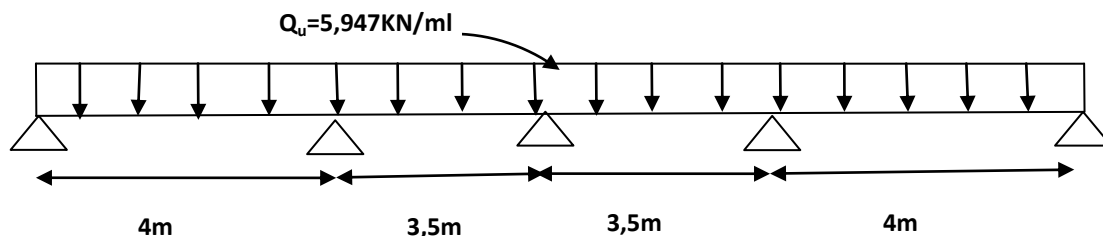
Charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{KN/ml}$ .

**b) Combinaison de charge :**

- **ELU :**

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

$$= (1,35 \times 3,322) + (1,5 \times 0,975) = 5,947 \text{KN/ml}$$



**Fig III-2-5 : Schéma statique de la poutrelle**

## c) Détermination des dimensions de la section en T :

-Hauteur de la section	$h=16+4=20\text{cm.}$
-Epaisseur de la dalle de compression	$h_0=4\text{cm.}$
-Hauteur utile	$d=18\text{cm.}$
-Enrobage	$c=2\text{cm.}$

$b$  : Largeur de la dalle de compression.

$b_1$  : Largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus.

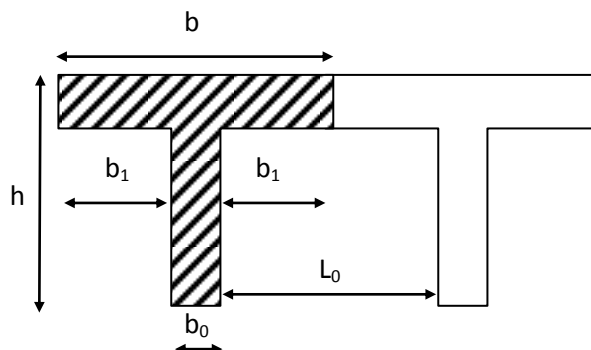


Fig III-2-6 : Dimension de la section en T

- **Largeur de la table  $b$  :**

$$b = 2b_1 + b_0.$$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{cm.}$$

$$b_0 = 12\text{cm.}$$

$$b = (2 \times 26,5) + 12 = 65\text{cm.}$$

**d) Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

**1) Choix de la méthode de calcul :**

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

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

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

$$\implies 2G = 2 \times 3,322 = 6,644\text{KN/ml.}$$

$$5 \times 0,65 = 3,25\text{KN/ml.}$$

$$Q = 0,975\text{KN/ml} \leq \max (6,644\text{KN/ml}; 3,25\text{KN/ml}) \Leftrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- La fissuration est non préjudiciable (bâtiment à usage d'habitation).  
⇒ (Condition vérifiée).
  - La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.  
⇒ (Condition vérifiée).
  - Les portées successives  $l_i$  et  $l_{i+1}$  doivent être vérifiées.
    - $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ .
    - $4 / 3,5 = 1,142$  m.
    - $3,5 / 3,5 = 1$  m.
    - $3,5 / 4 = 0,875$  m.
- $0,8 \leq (1,142 ; 1 ; 0,875) \leq 1,25$ . ⇒ (Condition vérifiée).

### **Conclusion :**

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

### **2) Application de la méthode forfaitaire :**

#### ➤ Exposition de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

- $\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérée.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{Avec : } 0 \leq \alpha \leq 2/3.$$

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_0$  : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ( $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ ).
- $M_w$  et  $M_e$  : moment en valeur absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée.
- $M_t$  : moment Max en travée pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$$1) M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0)$$

$$2) M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas de travée intermédiaire.}$$

$$3) M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas de travée de rive.}$$

4) la valeur de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être aux moins égale à :

- ✓ 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓ 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ 0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de  $M_a = 0,3 M_0$ .

➤ **Calcul des coefficients :**

- **Application numérique :**

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,322} = 0.23$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.069$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.535$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.635$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

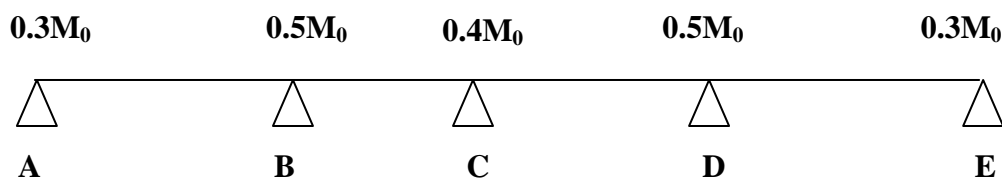
- **Calcul à l'ELU :**

Travées de rives (AB), (DE) :

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,947 \times 4^2}{8} = 11.89 \text{ KN.m.}$$

Travées intermédiaires (BC), (CD) :

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,947 \times 3,5^2}{8} = 9.11 \text{ KN.m.}$$



**Fig. III -2-7 : Moments sur appuis.**

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

• **Calcul à l'ELU :**

$$M_A = M_E = 0, \quad 3 M_{01} = 0,3 \times 11,89 = 3,567 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = M_D = \max (0,5 M_{01}; \quad 0,5 M_{02}).$$

$$= \max (0,5 \times 11,89 = 5,945 \quad ; \quad 0,5 \times 9,11 = 4,55).$$

$$= 5,945 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0,4 M_{02} = 0,4 \times 9,11 = 3,644 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moments fléchissant en travée :**

▪ **Etude des travées AB, DE (travée de rive) :**

$$1) \quad M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{01}$$

$$\text{Avec : } 1 + 0,3 \alpha = 1,069 > 1,05 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

$$M_{t_{AB}} \geq (1,069 \times 11,89) - \left( \frac{3,567 + 5,945}{2} \right) = 7,954 \text{ KN.m.}$$

$$2) \quad M_{t_{AB}} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0,635 \times 11,89 = 7,55 \text{ KN.m.}$$

$$\text{On prend:} \quad M_{t_{AB}} = M_{t_{DE}} = 7,954 \text{ KN.m.}$$

▪ **Etude des travées BC, CD (travée intermédiaire) :**

$$1) \quad M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{02}$$

$$\text{Avec : } 1 + 0,3 \alpha = 1,069 > 1,05 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

$$M_{t_{BC}} \geq (1,069 \times 9,738) - \left( \frac{5,945 + 3,644}{2} \right) = 4,944 \text{ KN.m.}$$

$$2) \quad M_{t_{BC}} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0,535 \times 9,11 = 4,873 \text{ KN.m.}$$

$$\text{On prend:} \quad M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}} = 4,944 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 5.947 \frac{4}{2} + \frac{(-5.945 + 3.567)}{4} = 11.30 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -5.947 \frac{4}{2} + \frac{(-5.945 + 3.567)}{4} = -12.49 \text{ KN}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 5.947 \frac{3.5}{2} + \frac{(-3.644 + 5.945)}{3.5} = 11.06 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -5.947 \frac{3.5}{2} + \frac{(-3.644 + 5.945)}{3.5} = -9.75 \text{ KN}$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = 5.947 \frac{3.5}{2} + \frac{(-5.945 + 3.644)}{3.5} = 9.75 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -5.947 \frac{3.5}{2} + \frac{(-5.945 + 3.644)}{3.5} = -11.06 \text{ KN}$$

• Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 5.947 \frac{4}{2} + \frac{(-3.567 + 5.945)}{4} = 12.49 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -5.947 \frac{4}{2} + \frac{(-3.567 + 5.945)}{4} = -11.30 \text{ KN}$$

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

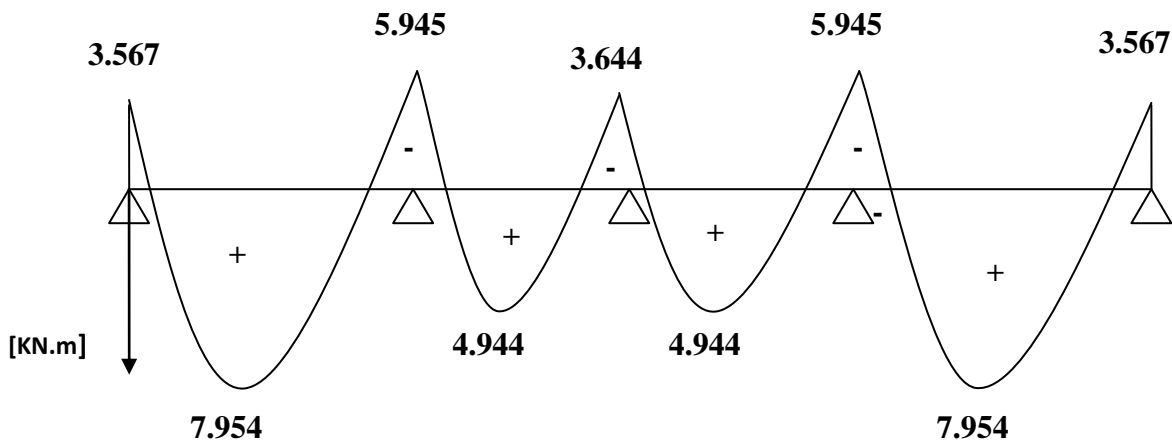


Figure.III.2.8 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU(en KN.m)

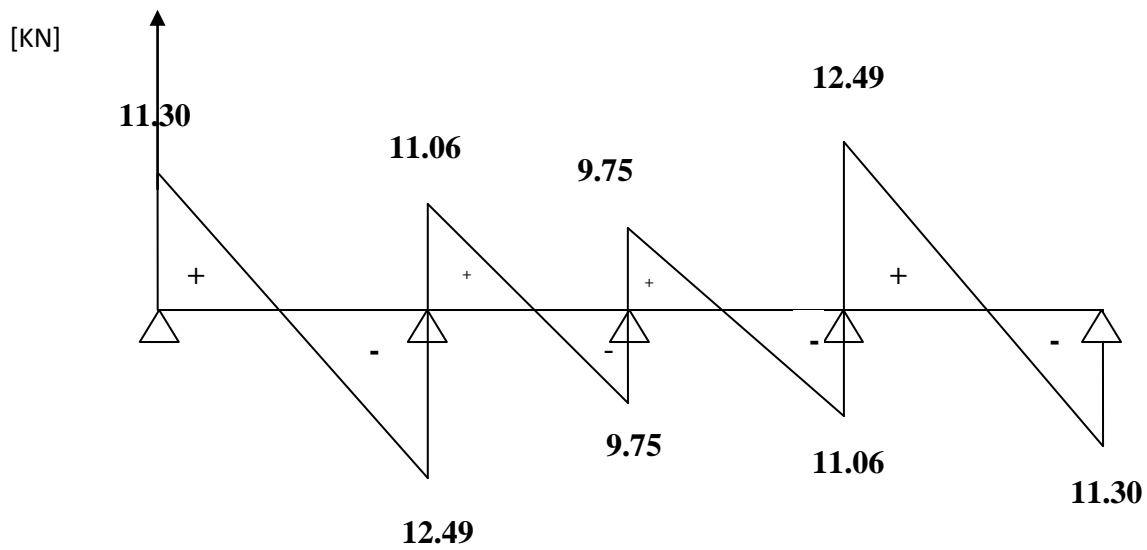


Figure.III.2.9 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU(KN)

e) Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 7,954 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = 5,945 \text{ KN.m.}$$

❖ Armatures longitudinales :

• En travée :

-position de l'axe neutre :

Si :  $M_t^{\max} > M_{tb} \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la table nervure.

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

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tb} = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{tb} = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 7,954 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 x 20).

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,954 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{7,954 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,29 \text{ cm}^2.$$

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

- **Aux appuis :**

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de la hauteur utile  $d=18 \text{ cm}$  et de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$M_a^{\max} = 5,945 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,945 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,108 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,108 \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{5,945 \times 10^3}{0,943 \times 18 \times 348} = 1,006 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,006 \text{ cm}^2$$

-On adopte : **2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>**

- ❖ **Armatures transversales :**

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

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.2/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5,71\text{mm}$$

$$\phi \leq 5,71\text{mm}$$

- On prend: **2HA8**  $\Rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$ .

❖ **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0,9d \cdot 40\text{cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2\text{cm}$$

On prend **S<sub>t</sub> = 15cm** constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifié 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) :(Art. A .6 .1 ,23/BAEL 91).**

Calcul de la longueur de scellement droit des barres.

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

Et :  $\Psi_s = 1,5$  pour HA.

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

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur  $L_c = 0,4 L_s$  pour les aciers HA.

Donc :  $L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$ .

$$L_c = 14,15 \text{ cm}.$$

**2) Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1 BAEL 91 modifié 99).**

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

**En travée**  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$  condition vérifiée.

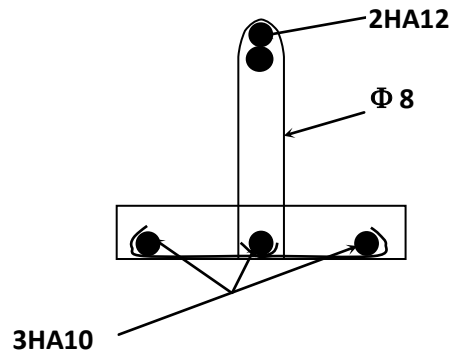


Fig III-2 -10 : Ferrailage de la poutrelle.

**b) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :(Art .A.5.1,211/BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal

$$T_u^{\max} = 12.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12.49 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \text{ ( Condition vérifiée ).}$$

**c) Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91/Art5.1 ,313) :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

- **Appuis de rive :**

$$T_{\max} = 11.30 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = (12,49 + 11,06) = 23,55 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

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

Avec :

$$\psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{12,49 \times 10^3}{0,9 \cdot 180 \times 10 \times 3,14 \times 3} = 0,82 \text{ MPa}$$

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

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

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

- **Appuis de rive :**

$$A = 2,26 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 11,30 - \frac{3,567}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,31 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 2,26 \geq -0,31 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- **Appuis intermédiaires :**

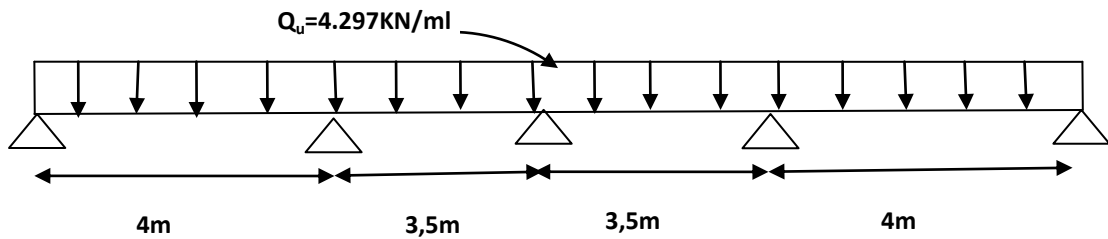
$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 23,55 - \frac{5,945}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,38 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 2,35 \geq -0,38 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

3) Calcul à l'ELS :a) Combinaison de charge :

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 3.322 + 0.975 = 4.297 \text{ KN/ml.}$$



**Fig III.2.11 : Schéma statique de la poutrelle.**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le **BAEL91 (A-6-5-1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.297}{5.947} = 0,723$$

➤ **Moment aux appuis :**

Nœuds	$M_{\text{app}}$ (KN.m)
1	-2.579
2	-4.298
3	-2.635
4	-4.298
5	-2.579

➤ Moment en travée :

Travée	L(m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	4.00	5.751
B-C	3.50	3.575
C-D	3.50	3.575
D-E	4.00	5.751

➤ Calcul des efforts tranchant :

Travée	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KN)
A-B	8.169	-9.031
B-C	7.996	-7.049
C-D	7.049	-7.996
D-E	9.031	-8.169

b) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

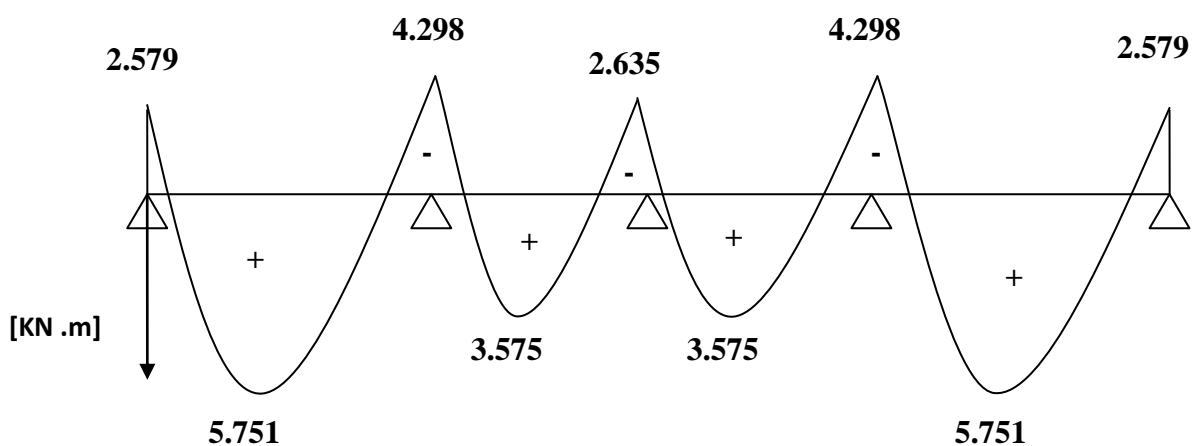


Fig III.2.12 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)

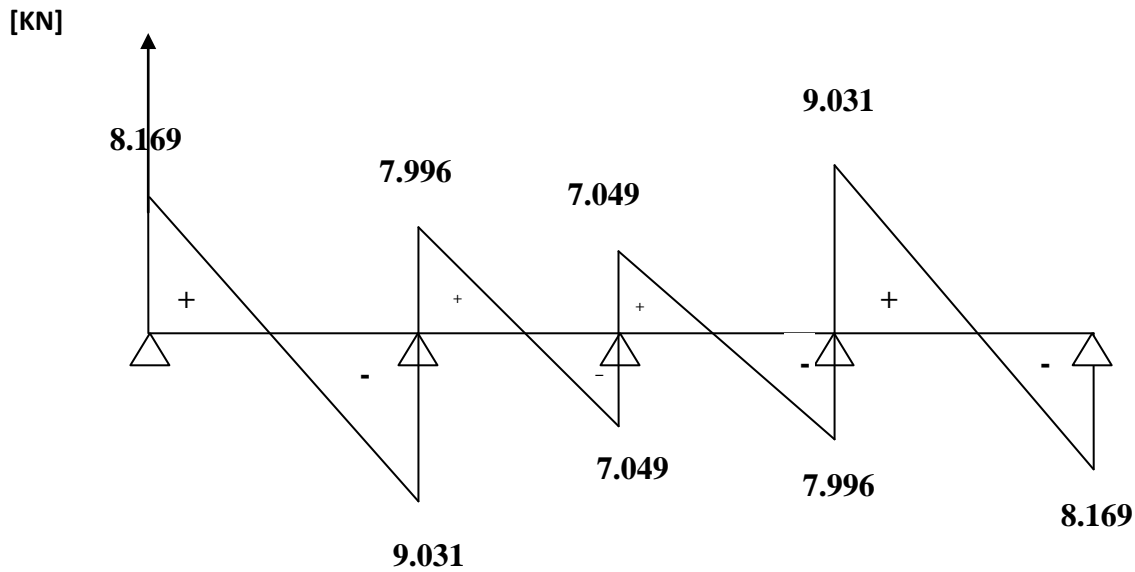


Figure.III.2.13 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS(KN)

### À l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

Etat limite de résistance de béton en compression ;

Etat limite de déformation ;

Etat limite d'ouverture des fissures.

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

La contrainte de compression est limitée à :

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

- **En travée :**

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

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \implies K_1 = 19,83 \text{ et } \beta_1 = 0,856.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M^{\max}_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.751 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 158.83 \text{ MPa} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

⇒ (Condition vérifiée).

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{158.83}{19.83} = 8.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ (Condition vérifiée).

• **Aux appuis :**

$$\rho_2 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \implies K_2 = 20.31 \text{ et } \beta_2 = 0.858.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M^{\max}_a}{\beta_2 d A_s} = \frac{4.298 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 123.14 \text{ MPa} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_2} = \frac{123.14}{20.31} = 6.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ (Condition vérifiée).

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes.

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

La fissuration est peu nuisible ; donc la vérification n'exige rien.

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

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique

$L$  : portée entre nus d'appuis.

$M_t$  : moment max en travée.

$b_0$  : largeur de nervure.

$A$  : section d'armature.

$d$  : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{4.00} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la flèche.}$$

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

$E_v$  : module de déformation différée ;

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

$E_i$  : module de déformation longitudinale instantanée ;

$\lambda_i$  : pour les déformations instantanées ;

$\lambda_v$  : pour les déformations de longues durée ;

$I_{fv}$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

$$y_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

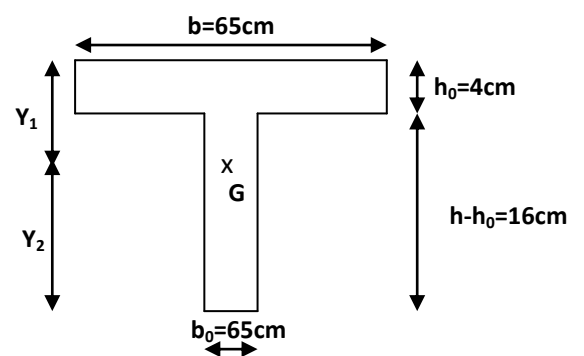
$$B_0 = b_0 (h-h_0) + b h_0 + n A_t = 12 (20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 h \cdot \frac{h}{2} + (b-b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 15 A_t d$$

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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12.90 \text{ cm}$$



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

Dans notre cas  $A'_s = 0$

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

Avec :  $A_s$  : section d'armatures tendues ;

$B_0$  : section du béton ;

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

$\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

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

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,751 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 158,83$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,0109} = 3,77$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,593$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 45589,33}{1 + 3,77 \times 0,593} = 15498,86 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,77 = 1,508$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 45589,33}{1 + 1,508 \times 0,593} = 26474,02 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5,751 \times 10^6 (4000)^2}{10 \times 10818,86 \times 26474,02 \times 10^4} = 3,21 \text{ mm}$$

$$f_v = 3,21 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_t^s L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{5,751 \times 10^6 (4000)^2}{10 \times 32456,59 \times 15498,86 \times 10^4} = 1,83 \text{ mm}$$

$$f_i = 1,83 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

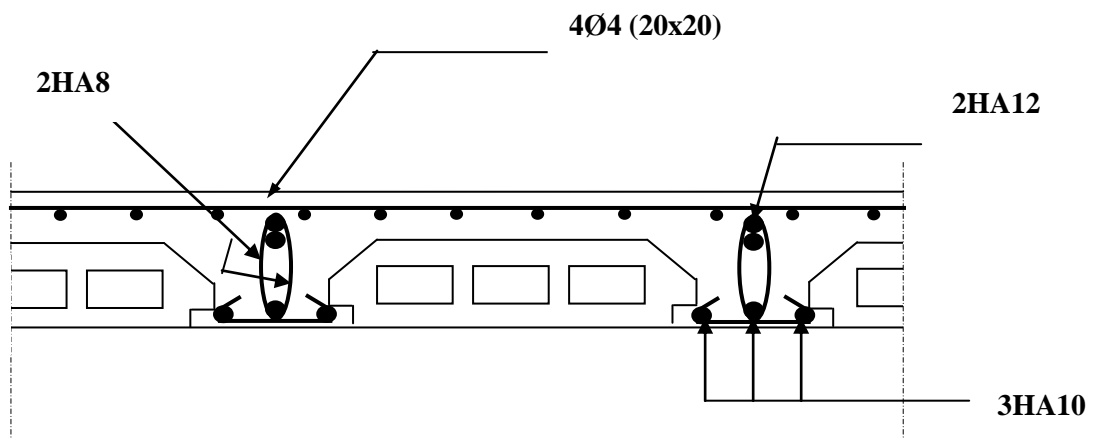
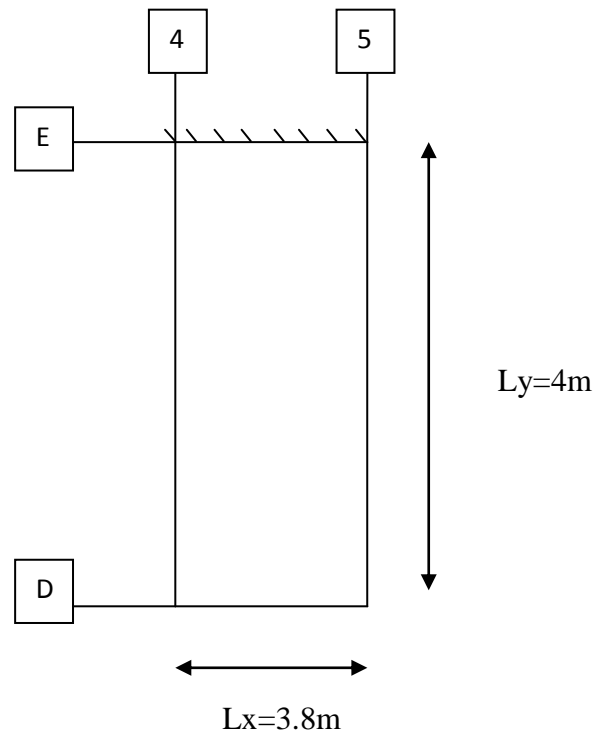


Figure.III.2.14 : Schéma de ferrailage du plancher d'étage

**III-3) Plancher en dalle pleine :**

Les dalles pleines sur appuis continus (comme dans notre cas) peuvent porter dans deux directions (**BAEL-ArtA-5.2, 1**) ou bien dans une seule.



**Fig III-3-1 : Dalle pleine sur appuis continus.**

Les portées  $l_x$  et  $l_y$  d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis.

La dalle est considérée comme portant dans deux directions... si  $0,40 \leq l_x / l_y = \rho \leq 1$

La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée... si :

$$l_x / l_y = \rho < 0,4.$$

La méthode de calcul se fera en utilisant la méthode exposée au **BAEL91/modifiée99**.

**III-3-1) Calcul à L'ELU :**

Soit  $q$  la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur.

- **A L'ELU :**

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

$$= 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 1,50 = 9,26 \text{ KN/ml.}$$

- **A L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5,19 + 1,50 = 6,69 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,8}{4} = 0,95 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux sens.

$$\text{Sens } x \rightarrow M_{0x} = \nu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$\text{Sens } y \rightarrow M_{0y} = \nu_y \cdot M_{0x}$$

$\nu_x, \nu_y$  : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$  qui est le coefficient de poisson.

D'après l'article A.2.1, 3 du BAEL précise que :

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

$$\rho = 0,95 \xrightarrow{\text{du tableau}} \nu_x = 0,0410 ; \nu_y = 0,888$$

$$M_{0x} = 0,0410 \times 9,26 \times 3,8^2 = 5,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,888 \times 5,48 = 4,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}/M_{0x} = 0,88 > 0,25$$

**Remarque :**

Les dalles encastrees totalement ou partiellement sur leur contour sont calculees a la flexion sur la base des efforts qui s'y developperaient si elles etaient articulees sur leurs contours (**BAEL ArtA-8-2-32**).

Dans la portee principale  $l_x$ , on doit respecter :

$$1) M_{tx} + \frac{M_{wx} + M_{wy}}{2} > 1,25 M_{0x}$$

$$2) M_{tx} \leq M_{0x}$$

**-Calcul des moments :**

- **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 5,48 = 4,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 4,87 = 3,65 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

Dans le sens y-y on peut considérer le panneau comme un panneau intermédiaire.

$$M_{ax} = -0,5 M_{ox} = -0,5 \times 5,48 = - 2.74 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{ox} = -0,5 \times 5,48 = - 2.74 \text{ KN.m.}$$

**II-3-2) Ferrailage :**

✓ **Sens de la petite portée x-x :**

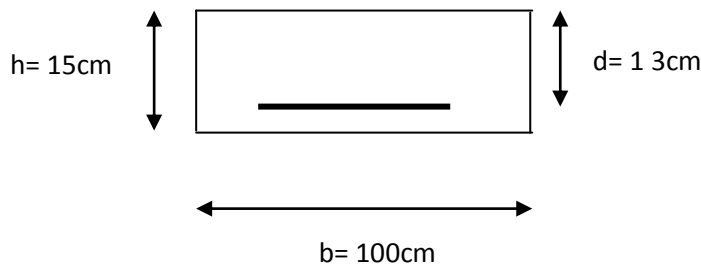
❖ **En travée :**

$$M_{ty} = 4.66 \text{ KN.m}$$

$$U_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.66}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.019 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

$$U_u = 0.019 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta = 0.991.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d_x \cdot f_{bu}} = \frac{4.66}{0.991 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.03 \text{ cm}^2$$



**Fig. III-3-2 : coupe vertical du plancher en dalle Pleine.**

❖ **Aux appuis:**

$$M_{ax} = 2.74 \text{ KN.m.}$$

$$U_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.74}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.011 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

$$U_u=0.011 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta=0.995.$$

$$A_{ax} = \frac{Max}{\beta \cdot d_x \cdot f_{bu}} = \frac{4\,66}{0.995 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.04 \text{ cm}^2$$

✓ Sens de la grande portée y-y :

❖ En travée :

$$M_{ty} = 3.65 \text{ KN.m}$$

$$U_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.65}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.015 < 0.392 \dots \text{SSA.}$$

$$U_u=0.011 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta=0.995.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d_y \cdot f_{bu}} = \frac{3.65}{0.991 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.814 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$M_{ay} = 2.74 \text{ KN.m.}$$

$$U_u = \frac{M_{ay}}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.74}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.011 < 0.392 \dots \text{SSA.}$$

$$U_u=0.011 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta=0.995$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \cdot d_y \cdot f_{bu}} = \frac{4\,66}{0.995 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.04 \text{ cm}^2$$

### III-3-3) Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité : (Art.B.7.4 /BAEL91)

• Armatures inférieures :

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \times b \times h \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0,0008}{2} \left( 3 - \frac{3,8}{4} \right) \times 100 \times 13 = 1.066 \text{ cm}^2$$

- **Armatures supérieures :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Toutes les sections calculées sont inférieures à la section minimale donc on opte pour  $A_{min}$ .

- Pour les armatures inférieures  $A_{min}=1,066\text{cm}^2$   
Soit **4HA12=4,52cm<sup>2</sup>**

- Pour les armatures supérieures  $A_{min}=1,2\text{cm}^2$   
Soit **4HA12=4,52cm<sup>2</sup>**

**-Diamètre maximal des armatures :**

On doit vérifier que :

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

$\phi = 12\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

➤ **Ecartement des barres : (Art ; A8.2,42 /BAEL91)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

**En région centrale du panneau :**

- **Armatures  $A_x//L_x$  :**

$S_t = 25\text{cm} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

- **Armatures  $A_y//L_y$  :**

$S_t = 25\text{cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

Donc les armatures sont convenablement réparties.

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.3.2.5/BAEL91)**

**-Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3.l_y} = \frac{9,28 \times (3,8 \times 4)}{3 \times 4} = 11,75 \text{ KN.} \quad (\text{Avec } P : \text{ Charge totale})$$

-Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2l_y + l_x} = \frac{141,06}{2 \times 4 + 3,8} = 11,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{11,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,091 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\tau_u = 0,091 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**  
( Art A6.1.3 /BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d \cdot \sum u_i} = \frac{11,95 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 4 \times 3,14 \times 0,012} = 0,677 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### III-3-4) Vérification à l'ELS :

$$q_s = 9,26 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des moments :

$$M_x^{ser} = v_x q_s l_x^2 = 0,0483 \times 9,26 \times 3,8^2 = 6,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}^{ser} = v_y \cdot M_{0x} = 0,923 \times 6,46 = 5,96 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 6,46 = 5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 5,96 = 4,47 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{ox} = -0,5 \times 6,46 = -3,23 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{tx}}{b \times d_x} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\rho_1 = 0,347 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,908 ; \alpha_1 = 0,275$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,275}{15(1 - 0,275)} = 0,025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^{ser}}{\beta_1 \times d_x \times A_{st}} = \frac{5,49 \times 10^{-3}}{0,908 \times 0,13 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 102,89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = K \cdot \sigma_{st} = 0,025 \times 102,89 = 2,57 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 102,89 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \cdot$$

➤ Etat limite de déformation :

Pour ne pas avoir à faire une vérification de la flèche, le BAEL (ArtB-7.5) exige que la condition suivante soit vérifiée :

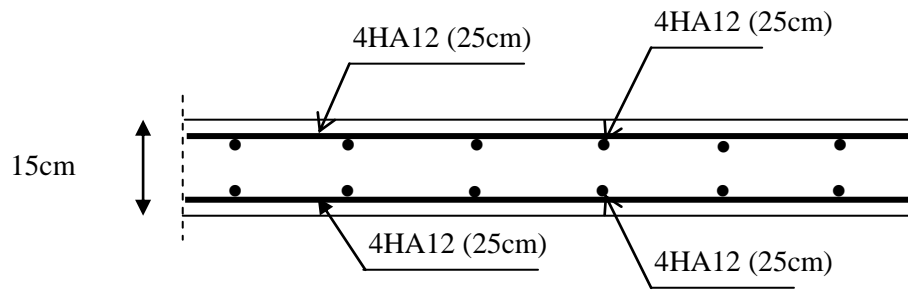
$$h \geq \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}^{ser}}{20 \cdot M_{0x}^{ser}} \right] \times l_x$$

$$h \geq \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{5,49}{20 \times 6,46} \right] \times 3,8 \text{ (m)}$$

$$h \geq 0,0424 \text{ m} = 4,24 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm} > 4,24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.



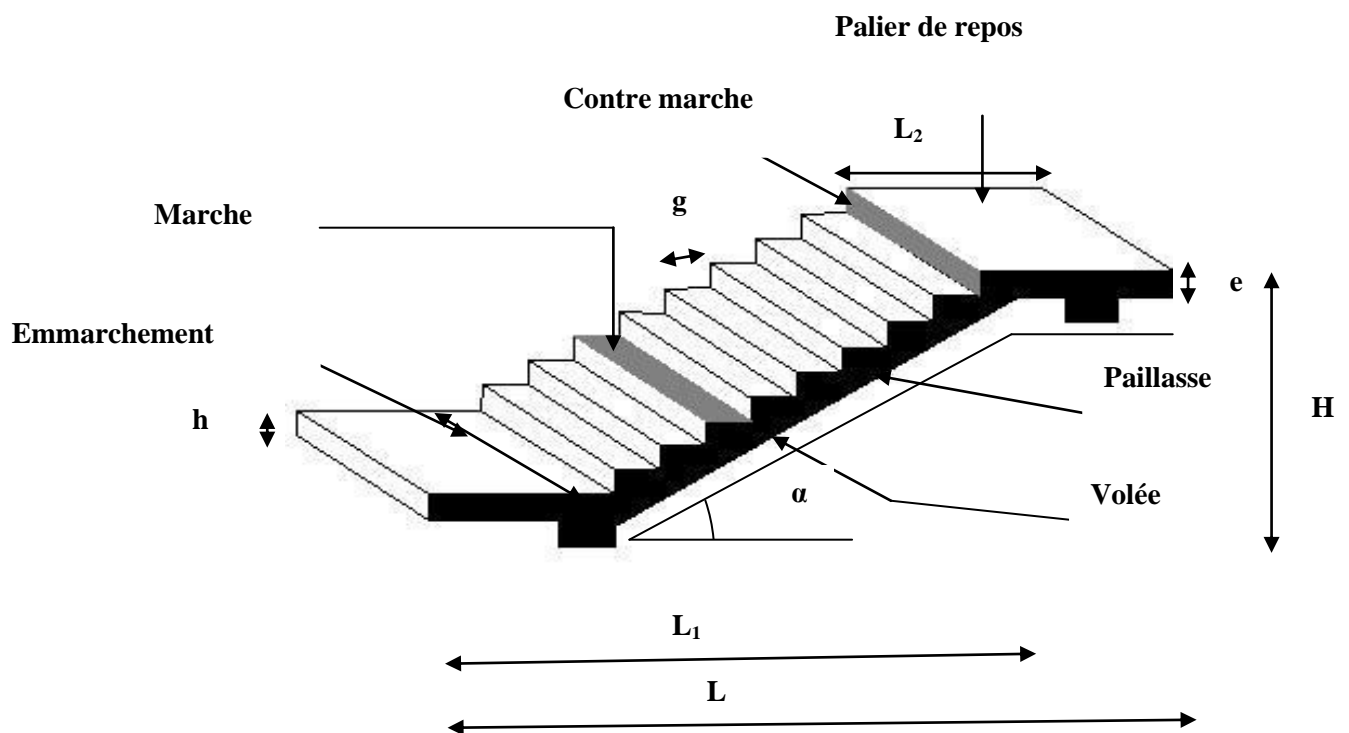
**Fig. III-3-3 - : Ferrailage de la dalle pleine**

**III-3) Calcul des escaliers :****Introduction:**

Les escaliers constituant le bâtiment sont des ouvrages en béton armé coulé sur place ; ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre bâtiment est composée d'une seul cage d'escalier.

Les caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

**III-3-1) Terminologie :**

*Figure III.3.1: Principaux termes relatifs à un escalier*

- **Notation utilisée :**
  - g : Largeur du Giron.
  - H : Hauteur de la volée.
  - h : Hauteur de la contre marché.
  - L : La longueur de la volée projetée.
  - ep : L'épaisseur de la paillasse.

**III-3-2) Calcul de l'escalier de l'étage courant :**

Notre étage courant comporte deux volées identiques et un palier intermédiaire. Donc le calcul se fera pour une seule volée avec  $h_e = 3.06m$ .

**1) Pré dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionné suivant la formule de **BONDELL**, on tenant compte des dimensions donnée sur le plan

$$60cm \leq g + 2h \leq 66 cm$$

$$14cm \leq h \leq 18 cm$$

**a) Calcul du nombre de contre marches :**

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

**b) Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

**c) Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

**d) Calcul de la hauteur du giron :**

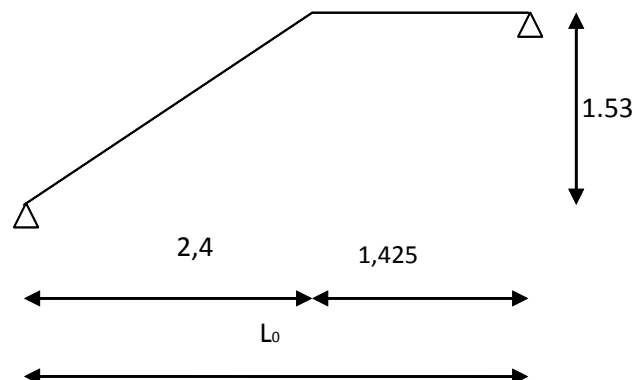
$$g = L1/n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

**e) Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$



**FigIII-3-2 : Schéma statique de l'escalier**

**2) Pré dimensionnement de la pailasse et de palier:**

- **L'épaisseur de la pailasse et du palier :**

➤ **Paillasse :**

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$L_0$  : Portée entre appui de l'escalier ( $L_0 = L' + 1,425$ )

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} 0.6375 = 32.52^\circ.$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = 284.63 + 142.5 = 427.13 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{427.13}{30} \leq ep \leq \frac{427.13}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.24 \text{ cm} \leq ep \leq 21.36 \text{ cm}$$

**On prend :  $ep = 18 \text{ cm}$ .**

➤ **Palier de courant :**

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{142,5}{10} = 14,25 \Rightarrow e = 18 \text{ cm}$$

L : portée du palier

e : épaisseur du palier courant.

**3) Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul s'affectera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

## a) Charges et surcharges :

• Le palier :

- poids propre de la paillasse .....  $25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
- poids du revêtement+enduit .....  $0,44 \times 4 = 1,76 \text{ KN/m}^2$
- Poids des gardes corps.....  $0,2 \text{ KN/m}^2$

---


$$G_P = 6.46 \text{ KN/m}^2$$

• La volée :

- poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0,18}{\cos 32,51} = 5,34 \text{ KN / m}^2$
- Poids propre des marches :  $\rho_b \times \frac{h}{2} = 22 \times \frac{0,17}{2} = 1,87 \text{ KN / m}^2$
- poids propre du carrelage .....  $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- poids propre du mortier de pose .....  $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable .....  $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose .....  $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- enduit de ciment.....  $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- poids des gardes corps.....  $0,2 \text{ KN/m}^2$

---


$$G_{Ps} = 9.61 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :** selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation ;

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

## b) Combinaison de charge :

## • ELU

▪ La volée :

$$q_{u1} = (1,53G + 1,5Q) \times 1m = [(1,35 \times 9,61) + (1,5 \times 2,5)] \times 1m = 16,72 \text{ KN / ml}$$

▪ Le palier :

$$q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = [(1,35 \times 6,46) + (1,5 \times 2,5)] \times 1m = 12,47 \text{ KN / ml}$$

## • ELS :

▪ La volée :

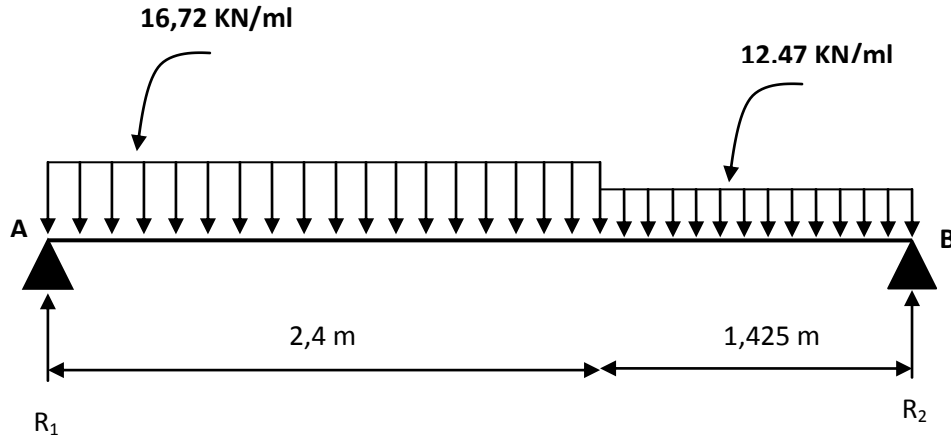
$$q_{u1} = (G + Q) \times 1m = [9,61 + 2,5] \times 1m = 12,11 \text{ KN / ml}$$

▪ Le palier :

$$q_{u2} = (G + Q) \times 1m = [6,46 + 2,5] \times 1m = 8,96 \text{ KN / ml}$$

#### 4) Calcul à l'ELU :

##### a) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :



FigIII-3-3 : Schéma statique

- Les réactions d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = (16,72 \times 2,4) + (12,47 \times 1,425)$$

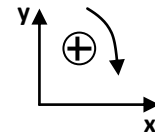
$$\Rightarrow R_1 + R_2 = 57,90 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_2 \times (L_p + L_v) - Q_{u1} \frac{L_v^2}{2} - Q_{u2} \times L_p \times (L_v + \frac{L_p}{2}) = 0$$

$$\Rightarrow R_2 \times (1,425 + 2,40) - 16,72 \frac{2,4^2}{2} - 12,47 \times 1,425 \times (2,4 + \frac{1,425}{2}) = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 27,05 \text{ KN.}$$

$$R_1 + R_2 = 57,90 \text{ KN} \Rightarrow R_1 = 57,90 - 27,05 \Rightarrow R_1 = 30,85 \text{ KN}$$



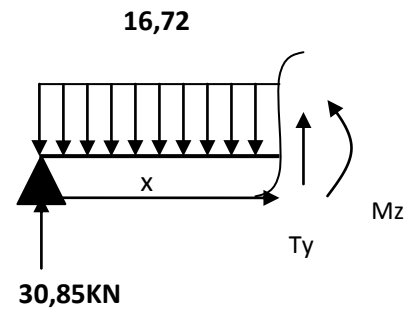
- Moments fléchissant et efforts tranchants :

$$\checkmark \quad 0 \leq x \leq 2,4 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 16,72x - 30,85$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 30,85x - 8,36x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	-30,85	0
2,4	9,28	25,89

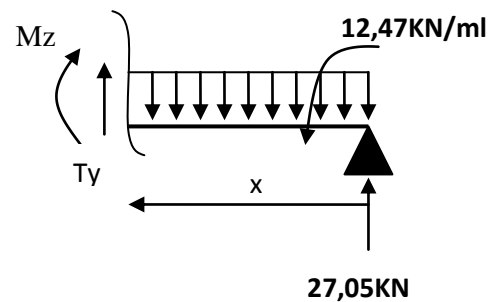


✓  $0 \leq x \leq 1,425$  :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 27,05 - 12,47x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 27,05x - 6,24x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	27,05	0
1,425	9,28	25,89



Calcul de Mmax :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 16,72x - 30,85 = 0 \Rightarrow x = 1,85\text{m}$$

$$M_z(1,85) = 28,46 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_y = R_a = -30,85 \text{ KN}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée par des coefficients réducteurs :

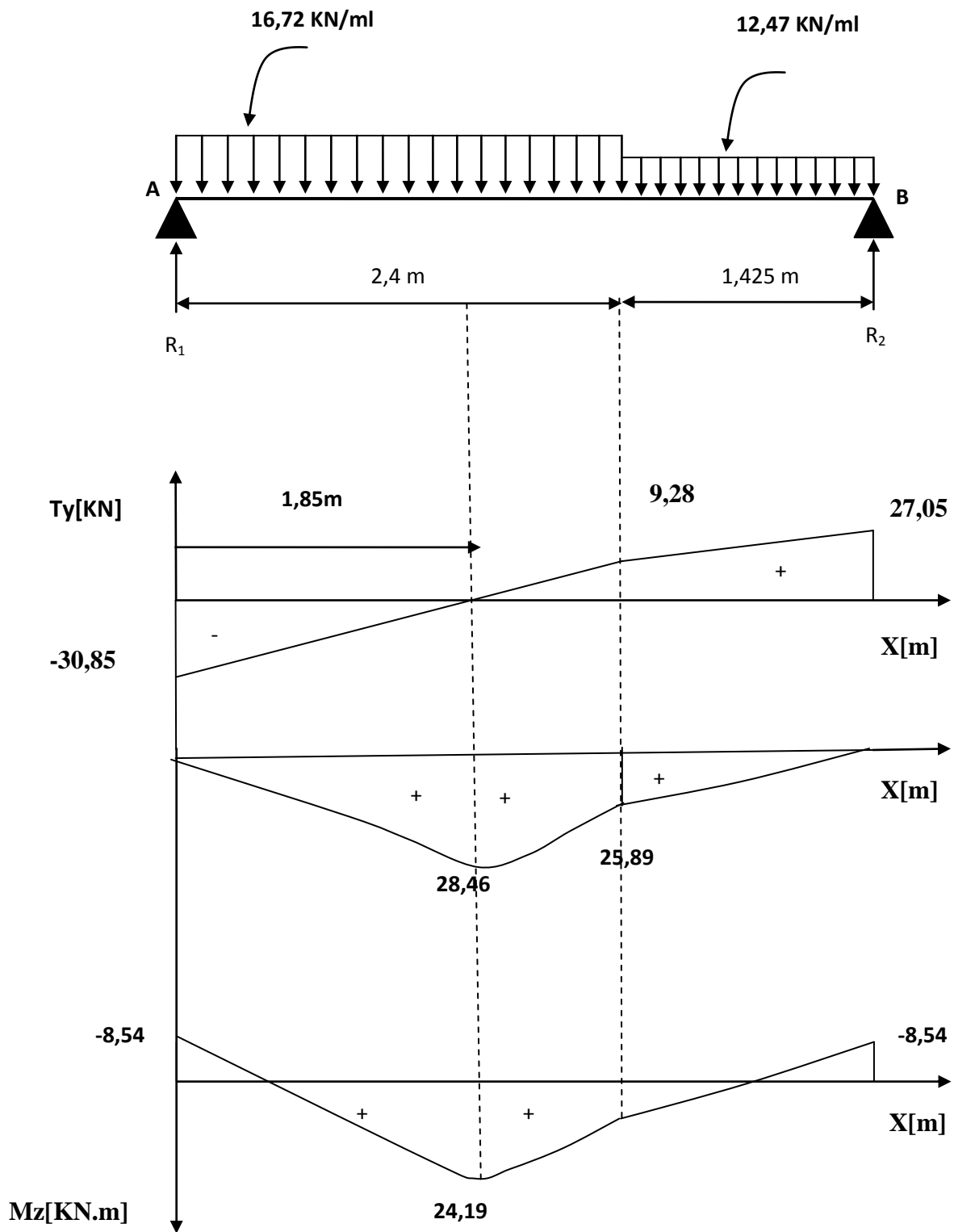
- Aux appuis :  $M_u^{app} = -0,3 M_{\max}$

- En travée :  $M_u^t = 0,85 M_{\max}$

$$M_A = M_B = -8,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 24,19 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :



FigIII-3-4 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

**b) Ferrailage :**

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

**➤ Calcul du moment réduit :**

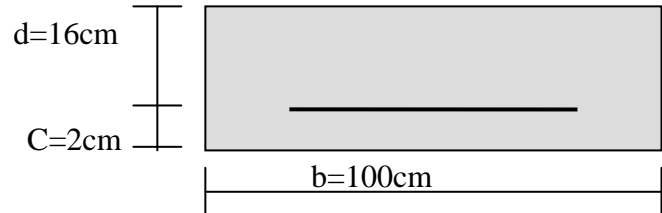
$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

M : Moment réactif.

$f_{bc}$  : Contrainte caractéristique du béton.

b,d : Dimensions de la section.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}, \text{ avec } \sigma_{st} : \text{contrainte limite de l'acier tendu.}$$

**❖ Armatures principales :****✓ Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,54 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,018$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,54 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 18 \cdot 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Soit **Aa = 6HA12/ml** =  $6,78 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

**✓ En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,19 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,053$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,053 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 3,89 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 6HA12/ml = 6,78 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $St = 20\text{cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}, \quad (\text{RPA 99 modifié 2003})$$

✓ **En appuis A et B :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4HA10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $St = 25\text{cm}$

✓ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4HA10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $St = 25\text{cm}$

5) Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : [Art :A-4-2;1/BAEL91] :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

Nous avons :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1/400 = 1,932 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres : [Art :A-8-2-4 ;2/BAEL91] :**

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

**Armature de répartition :**

$$S_{r_{\max}} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**  
[Art :A-6-1 ;3/BAEL91] :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement pris égale a 1,5 pour les aciers HA

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times 1,00 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,85 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 125,6} = 1,71 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification de l'effort tranchant :**[Art :A-5-11] :

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} , \quad (\text{avec : } \gamma_b = 1,5).$$

$$\tau_u = \frac{30,85 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,19 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

\* Influence sur les aciers : (Art .A.5.1, 313 /BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$Aa \geq \frac{1,15 \times \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9d} \right)}{f_e}$$

Mu : moment fléchissant au droit de l'appui.

$$\frac{1,15}{400} \times \left( 30,85 \times 10^3 - \frac{8,54 \times 10^6}{0,9 \times 160} \right) = -81,81 \text{ mm}^2 = -0,818 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,818 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\* Influence sur le béton :(Art.A.6.1.2,1 /BAEL91) :

On doit vérifier que :

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

$$0,267 \times 0,9 \times 16 \times 10 \times 25 = 961 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 30,85 \text{ KN} < 961 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la longueur d'ancrage** :(Art.A.6.1.2,1 /BAEL91) :

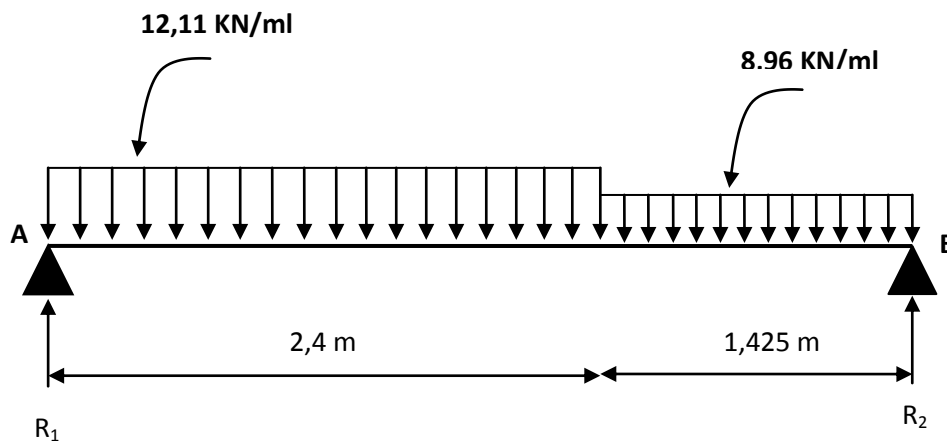
$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$l_s$  est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a  $0,4 l_s = 11,28 \text{ cm}$ , soit 12cm.

## 6) Calcul à l'ELS :

a) **Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS** :



FigIII-3-3 : Schéma statique

✓ Les réactions d'appuis :

$$R_1 = 22,33 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 19,50 \text{ KN.}$$

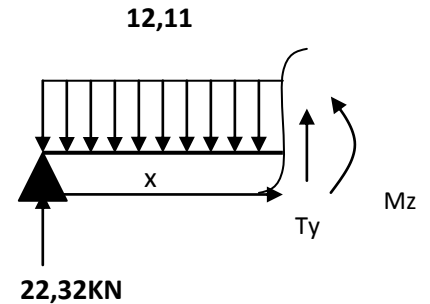
✓ Moments fléchissant et efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 2,4 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 12,11x - 22,33$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 22,33x - 6,06x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	-22,33	0
2,4	6,73	18,70

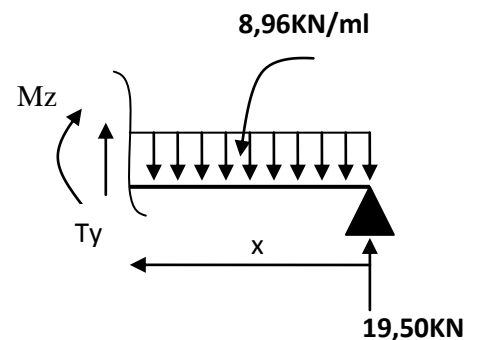


$$0 \leq x \leq 1,425 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 19,50 - 8,96x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 19,50x - 4,48x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	19,50	0
1,425	6,73	18,70



Calcul de Mmax :

$$M_z(1,85) = 20,59 \text{ KN.m}$$

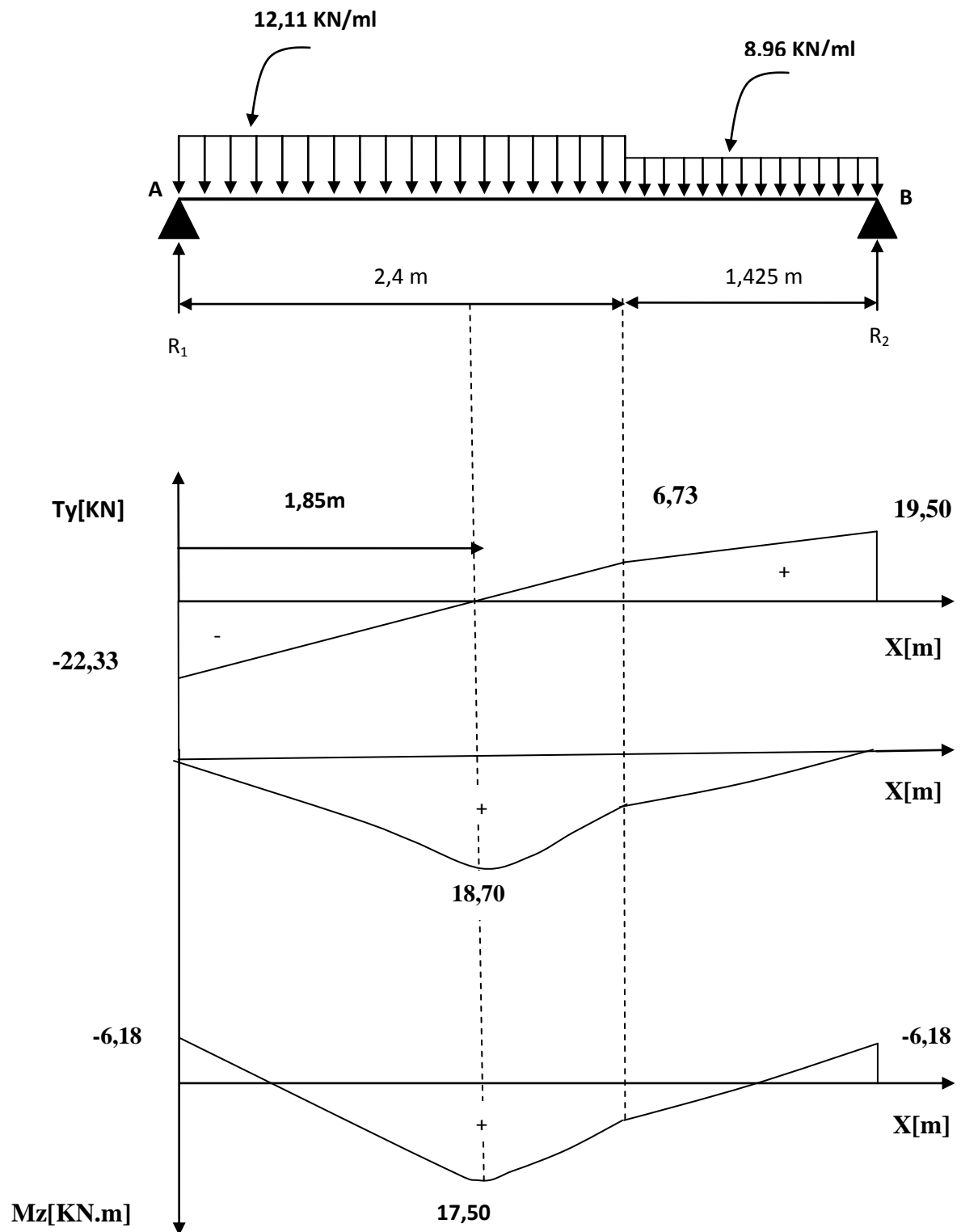
- Aux appuis :  $M_u^{app} = -0,3 M_{max}$

- En travée :  $M_u^t = 0,85 M_{max}$

$$M_A = M_B = -6,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 17,50 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELS :



FigIII-3-5 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

7) Vérification à l'ELS :

➤ **La contrainte de compression dans le béton : (BAEL 91/Art.B.6.6.1) :**

La fissuration est peu nuisible, alors on doit vérifier ce qui suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 35,25 \\ \beta_1 = 0,900 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{17,50 \cdot 10^6}{0,900 \times 160 \times 678} = 179,24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{179,24}{35,25} = 5,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423 \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,900 \\ K_1 = 35,25 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6,18 \cdot 10^6}{0,900 \times 160 \times 678} = 63,30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{63,30}{35,25} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Vérification de la flèche : (Art.A.6.5,1 /BAEL91)**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{427} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,042 < \frac{17,50}{10 \times 18,70} = 0,093 \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{16 \times 100} = 0,004 < \frac{4,2}{348} = 0,01 \end{array} \right.$$

Après vérification il s'est avéré que les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, nous allons donc procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}}) = \max(12,11; 8,96) = 12,11 \text{ KN / ml}$$

$I_o$  : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

$E_v$  : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_o}$$

$B_o$  : aire de la section homogène.

$$B_o = b.h + 15A_t = 100 \times 18 + 15 \times 6,78 = 1901,70 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 16}{1901,70} = 9,37 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,37 = 8,63 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3} (9,37^3 + 8,63^3) + 15 \times 6,78 \times (8,63 - 2)^2 = 53316,84 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,11 \times 4,27^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 53316,84 \times 10^{-8}} = 0,0091 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{427}{500} = 0,854 \text{ cm}$$

—————> Condition vérifiée.

**Remarque :** On adopte le même ferrailage pour l'escalier de RDC.

**III-3-3) Calcul de la poutre palière :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids de mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3,80m (entre nus d'appuis).

**1) Pré dimensionnement :**

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$b$  : La largeur de la poutre.

$L$  : la longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 38cm \Rightarrow h_t = 35cm.$$

D'où :  $14 \leq b \leq 24,5cm$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 25cm$ .

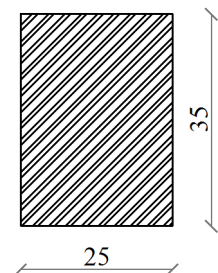
Donc la poutre palière à pour dimensions :  $(bxh) = (25x35)$ .

**2) Vérification des conditions du RPA :**

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.4 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**3) Détermination des charges et surcharges :**

-Poids propre de la poutre :  $G = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.187 \text{ KN / ml}$ .

-Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN / m}$

-Effort tranchant à l'appui :

- à l'ELU  $R_U = 30,85 \text{ KN}$ .
- à l'ELS  $R_S = 27,05 \text{ KN}$ .

-Poids propre du palier :  $0,18 \times 1,425 \times 25 = 6.413 \text{ KN/ml}$ .

#### 4) Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35 \times 2,187 + \frac{2 \times 30,85}{3,80} = 19,19 \text{ KN/ml} .$$

$$\text{ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2,187 + \frac{2 \times 27,05}{3,80} = 16,42 \text{ KN/ml} .$$

#### 5) Calcul des efforts à l'ELU :

✓ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{19,19 \times 3,8}{2} = 36,46 \text{ KN}$$

✓ Moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{19,19 \times 3,80^2}{8} = 34,46 \text{ KN.m}$$

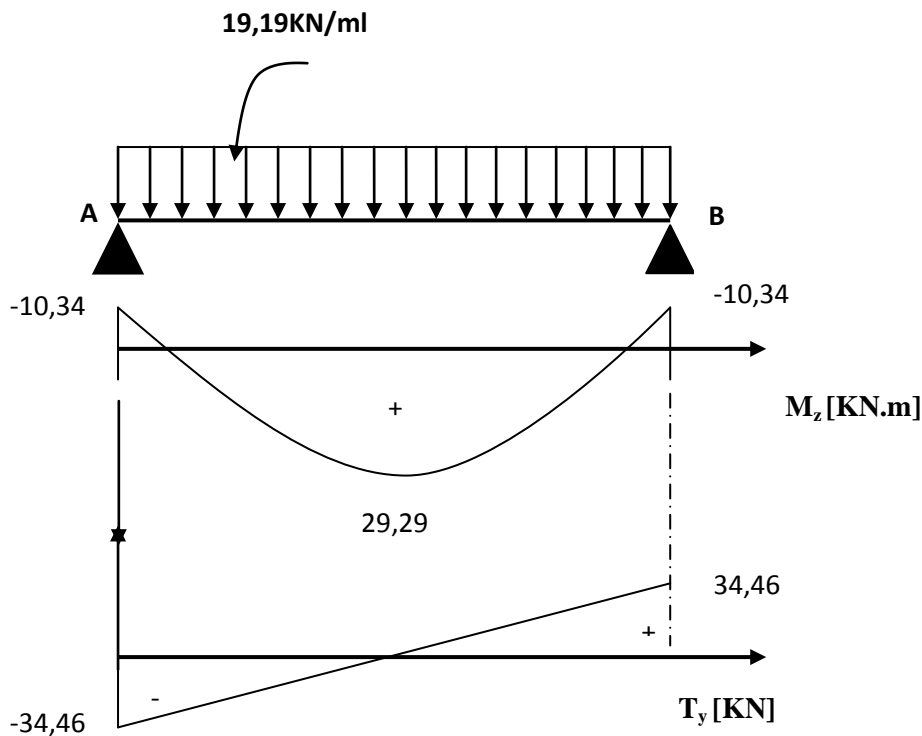
En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 34,46 = -10,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 34,46 = 29,29 \text{ KN.m}$$

✓ L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{19,19 \times 3,80}{2} = 36,46 \text{ KN} .$$

**Diagramme des efforts internes :**

FigIII-3-7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**▪ **Aux appuis :**

$$M_a = -10,34 \text{ kN.m}$$

• **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,34 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,39 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,34 \times 10^3}{0,986 \times 33 \times 348} = 0,923 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

▪ **En travées :**

$$M_t = 29,29 \text{ kN.m}$$

• **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29,29 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,076 < 0,39 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,29 \times 10^3}{0,960 \times 33 \times 348} = 2,66 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

### 6) Vérification à l'ELU :

#### ➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times (2,1/400) = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,21/BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{34,46 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,418 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

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

##### Influence sur les aciers : (Art .A.5.1,313 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left( V_u + \frac{M_a}{a} \right)}{f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

$M_u$  : moment fléchissant au droit de l'appui.

$a$  : la longueur d'appuis égale à  $0,9d$

$$\frac{1,15}{400} \times \left( 34,46 - \frac{10,34}{0,9 \times 0,33} \right) = -0,001 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,001 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### Influence sur le béton : (Art.A.6.1.2,1 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times b \times 0,9 \times d \times f_{c28}$$

$$0,267 \times 25 \times 0,9 \times 33 \times 2,5 = 495,62 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 34,46 \text{ KN} < 495,62 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : [Art :A-6-1 ;3/BAEL91]**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement pris égale a 1,5 pour les aciers HA

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

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

$$\tau_{se} = \frac{34,46 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 1130,4} = 0,103 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Calcul de la longueur d'ancrage : [Art :A-6-1 ;23/BAEL91]**

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

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

$l_s$  est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc : pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a  $0,4 l_s = 11,28 \text{ cm}$ , soit 12cm.

➤ **Calcul les armatures transversales :**

$$\Phi t \leq \min \left\{ \phi_l, \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right\} = \min \{12; 25; 10\} = 10 \text{ mm}$$

on prend un cadre et un étrier en HA8 ;  $3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40 \text{ cm}\} = \min \{29,7; 40\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification selon le RPA version 2003(A-7.5.2.2) :**

• **Zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = \min \left( \frac{35}{4}; 12 \times 0,6 \right) = 7,2 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

• **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}, \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

7) Calcul à l'ELS :

$$q_s = 16,42 \text{ KN/ml}$$

## ✓ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{16,42 \times 3,8}{2} = 31,20 \text{ KN}$$

## ✓ Moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{16,42 \times 3,80^2}{8} = 29,64 \text{ KN.m}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

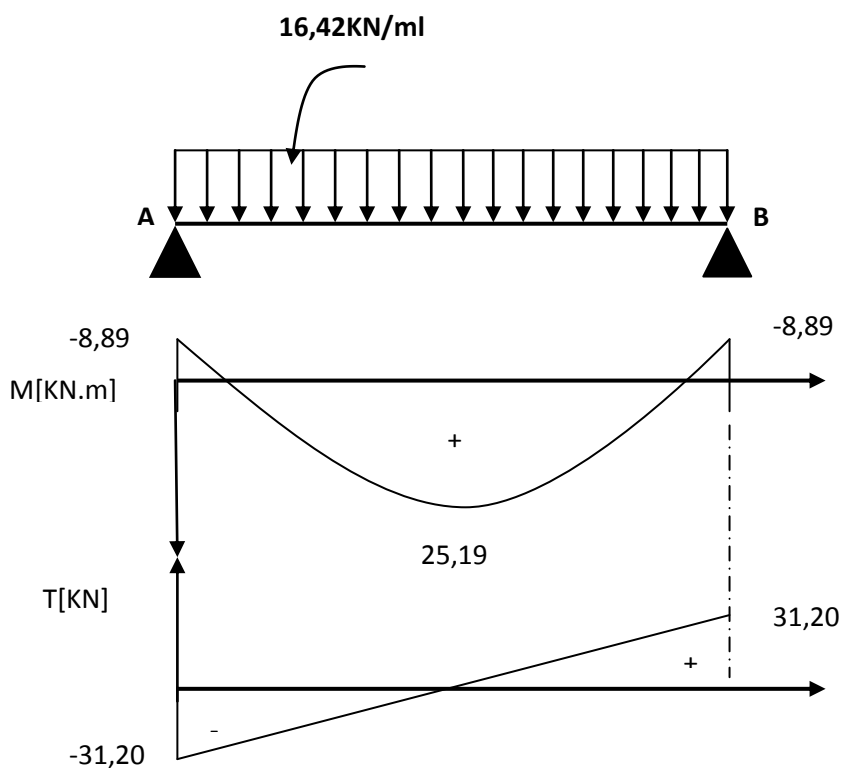
$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 29,64 = -8,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 29,64 = 25,19 \text{ KN.m}$$

## ✓ L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{16,42 \times 3,80}{2} = 31,20 \text{ KN.}$$

## • Diagramme de M et T :



FigIII-3-8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

**8) Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite de résistance à la compression : (Art.4.5,2/BAEL91)**

La fissuration est peu nuisible, alors on doit vérifier ce qui suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 35,66 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{25,19 \cdot 10^6}{0,902 \times 330 \times 339} = 249,64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{249,64}{35,66} = 7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,902 \\ K_1 = 35,66 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{8,89 \cdot 10^6}{0,902 \times 330 \times 339} = 88,10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{88,10}{35,66} = 2,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travée est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Vérification de la flèche : (Art6.5,2 /BAEL91) :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{380} = 0,092 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,092 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,19}{10 \times 29,64} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,010 \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

**Conclusion :**

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



**III-4) Etude du balcon :**

**III-4-1) Introduction :**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur  $h = 1.25m$ .

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale ( $G_2$ ) due au poids propre du garde-corps, ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent  $G_1$  et  $Q$ .

**III-4-2) pré dimensionnement :**

On a :  $e \geq \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12.5cm$ . Soit :  $e=15cm$ .

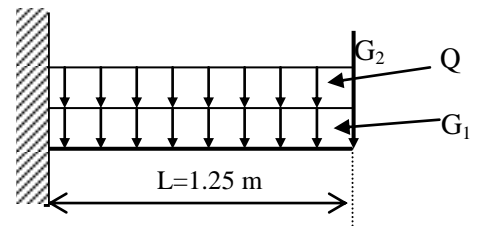


Fig III.4.1) Schéma statique du balcon

**III-4-3) Charges et surcharges :**

**III-4-3-1) Charges permanentes :**

Carrelage (2cm).....	0.02x22=0.44KN/m <sup>2</sup>
Chape de mortier (2cm).....	0.02x22=0.44 KN/m <sup>2</sup>
Lit de sable (2cm).....	0.02x18=0.36 KN/m <sup>2</sup>
Dalle pleine en BA (15cm).....	0.15x25=3.75 KN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>1</sub>=5.26 KN/m<sup>2</sup></b>

**Le poids du garde corps en brique creuses :**

Brique creuses (10cm).....	0.1x9=0.9 KN/m <sup>2</sup>
Enduit extérieur en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m <sup>2</sup>
Enduit intérieur en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>2</sub>=1.44 KN/m<sup>2</sup></b>

**III-4-3-2) Surcharge d'exploitation :**(uniformément répartie)

Surcharge revenant au balcon :  $Q=3.5KN/m^2 \times 1m=3.5KN/ml$

**III-4-4) Les combinaisons de charges :**

**III-4-4.1) Les combinaisons de charges à l'ELU :**

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

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

**III-4-4.2) Les combinaisons de charges à l'ELS :**

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

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

**III-4-5) Ferrailage :****III-4-5.1) Calcul des efforts internes :**

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

• **ELU :****a) le moment flechissant :**

$$M_u = (q_u l^2 / 2) + g_u xl = [12.35 \times (1.25)^2 / 2] + 1.944 \times 1.25 = 12.08 \text{KNm}.$$

**b) L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u l + g_u = 12.35 \times 1.25 + 1.944 = 17.38 \text{KN}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.08 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.059 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0.059 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \text{ Donc : } A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.08 \times 10^3}{0.969 \times 120 \times 34.8} = 2.98 \text{cm}^2$$

On adopte : **7HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup> avec St = 15 cm.**

**d) Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{cm}^2$$

On adopte : **7HA10 = 5.49 cm<sup>2</sup> avec St = 15 cm**

**III-4-5.2) Vérification des efforts :****1) Vérification à l'ELU :****➤ Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$A_u = 7.92m^2 > A_{min} = 1.45cm^2 \dots\dots\dots\text{ok}$$

## 2) Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable avec  $\eta = 1.6$ ,  
on doit vérifier que :

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

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

### a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.76 \times 1.25^2}{2} + 1.44 \times 1.25 = 8.64 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 12} = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.881 \\ K_1 = 27.02 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{8.64 \times 10^6}{0.881 \times 120 \times 792} = 103.19 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 103.19 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### b) Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{103.19}{27.02} = 3.82 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 3.82 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

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

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

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,38 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 120} = 0,145 \text{MPa}$$

Ce qui donne  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  (condition vérifiée).

➤ **L'espacement :**

- **Pour les armatures principales :**

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

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

- **Pour les armatures de répartition :**

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

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

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

On a :

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

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{17,38 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 263,8} = 0,61\text{MPa} \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 7 \times 3,14 \times 1,2 = 26,38\text{cm}).$$

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

**e) Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$F < \overline{F}$$

avec :

$$F = F_1 + F_2$$

La flèche admissible :  $\overline{F} = \frac{L}{250} = \frac{125}{250} = 0,50\text{cm}$

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

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

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

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

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

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

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

$$F_1 = \frac{8,76 \cdot 10^{-2} \times (125)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,088 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{1,44 \cdot 10^{-2} \times (125)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0003 \text{ cm}$$

$$F = 0,088 + 0,0003 = 0,0883 \text{ cm}$$

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

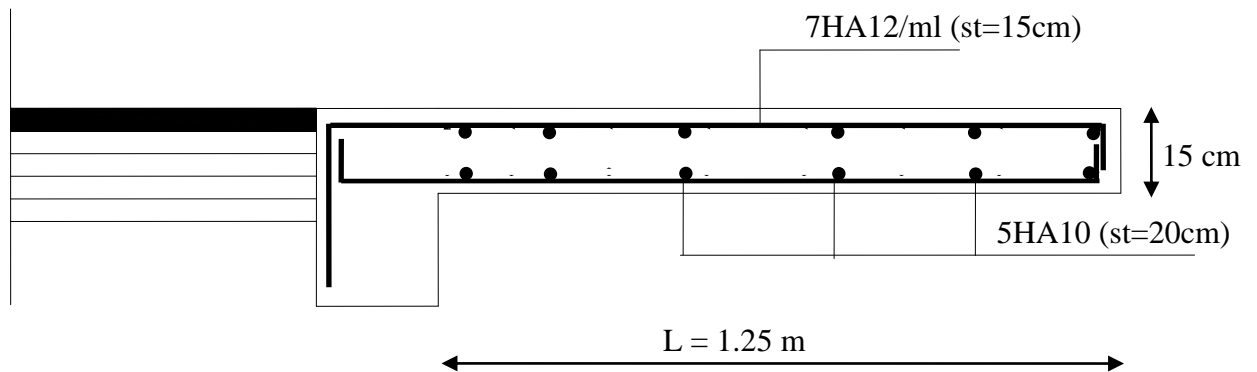
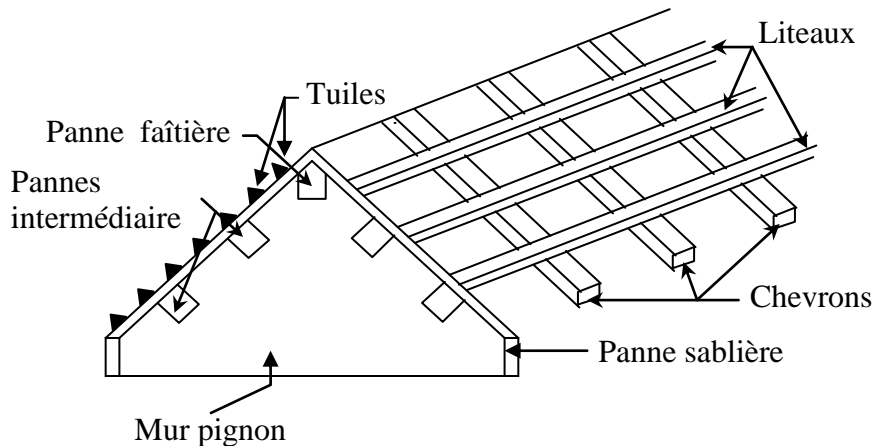


Fig III.4.2: Ferrailage de balcon

**III-5) Etude de la charpente :**

Notre bâtiment comporte une charpente en bois la quelle supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinée de 20°.

Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant aux différentes sollicitations.



**Figure III.5.1 : Schéma descriptif de la toiture**

**III-5-1) Détermination des charges et surcharges :**

**1. Charges permanentes :**

- Poids propre des tuiles..... 0,40 KN/m<sup>2</sup>
- Poids propre des pannes..... 0,80 KN/m<sup>2</sup>
- Poids propre des chevrons..... 0,80 KN/m<sup>2</sup>

➤ **Les efforts revenant aux pannes et aux cheveront :**

$$\alpha = 20^\circ \quad \cos 20 = 0.939 \quad \frac{1}{\cos 20} = 1.06 \quad \sin 20^\circ = 0.342$$

Donc les charges permanentes deviennent :

- Poids des tuiles.....  $G = 0.4 \times 1.06 = 0.424 \text{ KN/m}^2$
  - Poids des pannes et cheverons.....  $G = 0.8 \times 1.06 = 0.848 \text{ KN/m}^2$
- $G_{\text{tot}} = 1.27 \text{ KN/m}^2$**

**2. Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 1.06 = 1.06 \text{ KN/m}^2$$

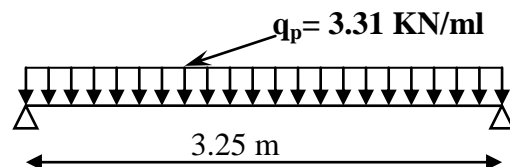
**3. Combinaison d'actions :**

• **ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 3.31 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$P_s = G + Q = 2.33 \text{ KN/m}^2$$



**Figure III.5.2 : Schéma de chargement de la panne**

**III-5-2) calcul des pannes :**

L'espacement des pannes est égale a :

$$1.2 \leq e_p \leq 1.8$$

On prend :  $e_p = 1.35m$

La portée des pannes est :  $L_p = 3.25m$

$$q_p = 3.31 \times 1.35 = 4.47KN/ml$$

La section :  $q_y = q_p \times \cos\alpha$

$$q_y = 4.47 \times \cos 20 = 4.20KN/ml$$

$$q_x = q_p \times \sin\alpha$$

$$q_x = 4.47 \times \sin 20 = 1.53KN/ml$$

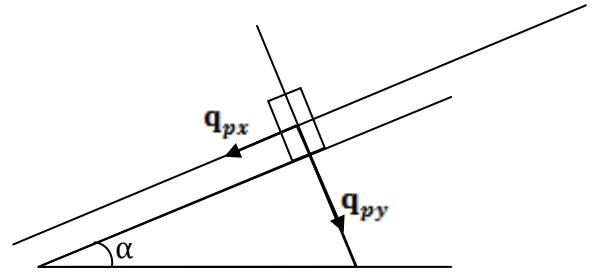


Figure III.5.3. Schéma statique de la panne

✓ **Le dimensionnement des pannes :**

Le choix de la section des pannes doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{h}{b} < 5$$

Dans 1.00m<sup>2</sup> nous avons une panne et deux cheverons, dont leurs sections sont respectivement (10.5 x 22.5) cm<sup>2</sup> et (5.50 x 7.50) cm<sup>2</sup>.

$$\text{Donc : } \frac{22.5}{10.5} = 2.14 < 5$$

✓ **Vérification des contraintes admissible de bois :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{Mf_x}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{Mf_y}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \overline{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{10.5 \times 22.5^3}{6} = 885.938 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{22.5 \times 10.5^3}{6} = 413.438 \text{ cm}^3$$

✓ **Moments de flexions :**

$$M_{f_x} = q_y \frac{l^2}{8} = 4.20 \times \frac{3.25^2}{8} = 5.54KN.m$$

$$M_{f_y} = q_x \frac{l^2}{8} = 1.53 \times \frac{3.25^2}{8} = 2.02KN.m$$

$$\sigma_f = \frac{5.54 \times 10^4}{885.93} + \frac{2.02 \times 10^4}{413.438} = 111.39 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :** (Art 4.962/CB71)

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{325}{300} = 1,08 \text{ cm}$$

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_p^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} ; \quad E_f : \text{module de déformation instantanée du béton.}$$

$$f = \frac{5 \times 111.39 \times 325^2}{48 \times 131080 \times 22.5/2} = 0.83 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 1,50 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Donc on garde les dimensions (10.5 x 22.5) cm<sup>2</sup>.

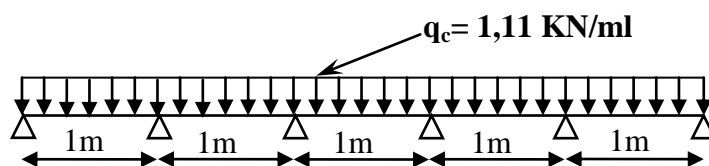
### III-5-3) calcul des cheverons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge  $q_c$  le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

La section de cheverons est de (5.5 x 7.5)

L'espacement des cheverons est égal à : 0.5cm

La portée des cheverons dans notre cas est de  $L_c = 1.35\text{m}$



**Figure III.5.4 Schéma de chargement de chevron**

$$q_c = q_u \times e_s = 3.31 \times 0.5 = 1.65 \text{ KN/ml}$$

En tenant compte de la continuité des appuis

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = 0,80 M_0$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = 0,60 M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q l_c^2}{8} = \frac{1.65 \times 1^2}{8} = 0.206 \text{ KN.ml}$$

$$M_t = 0.6 \times 0.206 = 0.124 \text{ KN.ml}$$

$$M_a = 0.8 \times 0.206 = 0.165 \text{ KN.ml}$$

- Pour le choix des cheverons on doit vérifiés la relation suivante:

▪ **En travée :**

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{0.124 \times 10^4}{\frac{5.5 \times 7.5^2}{6}} = 24.05 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{ft} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\sigma_{fa} = \frac{M_a}{\frac{I}{V}} = \frac{0.165 \times 10^4}{\frac{5.5 \times 7.5^2}{6}} = 32.00 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{fa} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche admissible :**

La flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (chevrons, liteaux) a pour valeur :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} \leq \bar{f}$$

$$f_a = \frac{5 \times 24.05 \times 100^2}{48 \times 131080 \times 3.75} = 0.051 \text{ cm.}$$

$$f_t = \frac{5 \times 32 \times 100^2}{48 \times 131080 \times 3.75} = 0,068 \text{ cm.}$$

$$f_a < \bar{f} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$f_t < \bar{f} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section adoptée pour les cheverons est : (5.5 x 7.5) cm<sup>2</sup>

**III-5-4) calcul des liteaux:**

Le calcul des liteaux se fait comme celui des pannes.

En prend pour la section des liteaux (30 x40) mm<sup>2</sup>.

L'espacement des liteaux est égal à 30cm. La portée des pannes est :  $L_p = 0.5 \text{ m}$

$$q_p = 3.31 \times 0.5 = 1.65 \text{ KN/ml}$$

La section :  $q_y = q_p \times \cos\alpha$

$$q_y = 1.65 \times \cos 20 = 1.55 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q_p \times \sin\alpha$$

$$q_x = 1.65 \times \sin 20 = 0.56 \text{ KN/ml}$$

✓ **Vérification des contraintes admissible de bois :**

On doit vérifiée que :

$$\sigma_f = \frac{Mf_x}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{Mf_y}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{3 \times 4^3}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{4 \times 3^3}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

✓ **Moments de flexions :**

$$M_{fx} = q_y \frac{l^2}{8} = 1.55 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.048 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_x \frac{l^2}{8} = 0.56 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.017 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{0.048 \times 10^4}{8} + \frac{0.017 \times 10^4}{6} = 88.33 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71... [3] pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{50}{300} = 0,166 \text{ cm}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} \leq \bar{f}$$

$$f = \frac{5 \times 88.33 \times 50^2}{48 \times 131080 \times 2} = 0.087 \text{ cm.}$$

$$f < \bar{f} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on garde les dimensions : (30x40) mm<sup>2</sup>.

### III-5-4) Etude au vent :

#### a) Pression dynamique $q$ :

$$q = 46 + 0.7h \quad \text{Avec } h \text{ la hauteur de bâtiment : } h = 26.9\text{m}$$

$$q = 46 + 0.7 \times 26.9 = 64.83 \text{ Kg/m}^2$$

#### b) Pression dynamique de base $q_c$ :

$$q_c = q \times K_s \times K_r \times K_m \times \delta$$

Site normale :  $K_r = 1.4$

Effet de masque : aucune façade de la toiture n'est abritée.

$$K_m = 0.79$$

Effet de dimension est donné par le diagramme ( $s - \delta$ ) en fonction de la plus grande dimension de bâtiment.

$$23.9\text{m} : \delta = 0.78$$

$$D'où : q_c = 64.83 \times 1 \times 1.4 \times 0.79 \times 0.78 = 55.93 \text{ Kg/m}^2$$

#### c) Calcul des coefficients de pressions :

- Coefficients de pressions extérieures  $C_e$ :  $10^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$

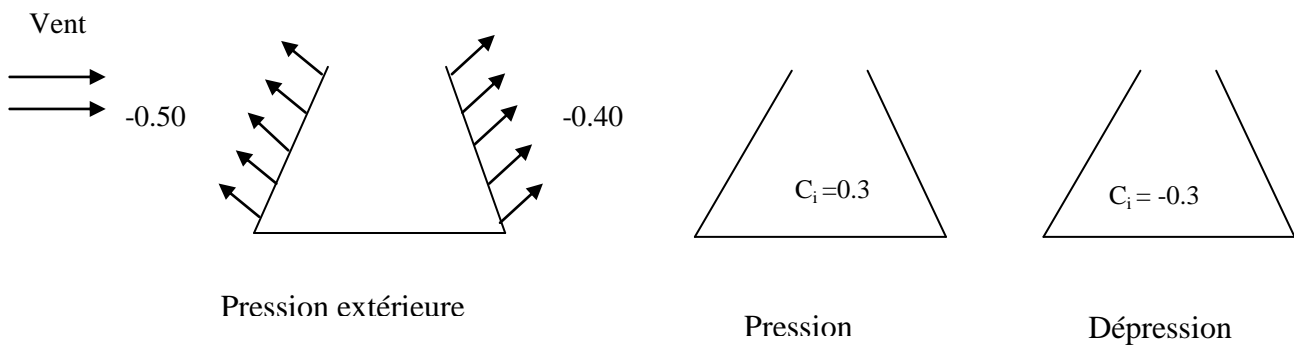
$$\text{Toiture au vent : } C_e = -2(0.45 - \frac{\alpha}{100}) \Rightarrow C_e = -0.50$$

$$\text{Toiture sous vent : } C_e = -0.5(0.6 + \frac{\alpha}{100}) \Rightarrow C_e = -0.40$$

- Coefficients de pressions intérieures :

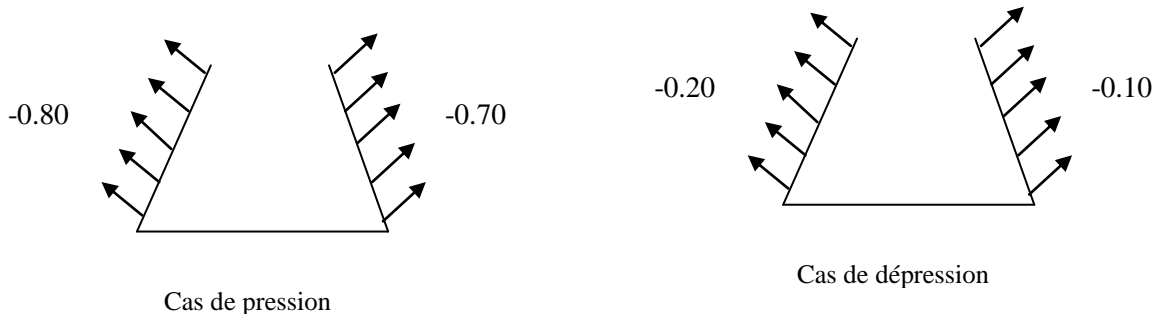
-Cas de pression :  $C_i = 0.3$

-Cas de dépression :  $C_i = -0.3$



d) **Combinaison** :  $C_e - C_i$

	Versant au vent	Versant sous vent
Cas de pression	-0.80	-0.70
Cas de dépression	-0.20	-0.10



e) **Vérification au soulèvement du vent** :

- Calcul de la pression portante :

✓ **Cas de pression** :  $U_p = U_1 + U_2$

$$U = q_c(C_e - C_i)S_t$$

Avec :  $S_t$  : la surface exposée au vent.

Versant au vent :  $U_1 = 55.93 \times (-0.8) \times 358.5 = -16040.72 \text{ Kg}$ .

Versant sous vent :  $U_2 = 55.93 \times (-0.7) \times 358.5 = 14035.63 \text{ Kg}$ .

**$U_p = 2005.09$**

✓ **Cas de dépression** :  $U_p = U_1 + U_2$

$$U = q_c(C_e - C_i)S_t$$

Versant au vent :  $U_1 = 55.93 \times (-0.20) \times 358.5 = -4010.18 \text{ Kg}$ .

Versant sous vent :  $U_2 = 55.93 \times (-0.10) \times 358.5 = 2005.09 \text{ Kg}$ .

**$U_p = 2005.09$**

On doit vérifiée que :  $U < P = G \times S$

G : le poids propre de la toiture.

S : la surface horizontale de bâtiment.

U : la portance.

$$P = 1.32 \times 358.5 = 473.22 \text{ KN} = 473.22 \times 10 = 4732.2 \text{ Kg.}$$

Donc :  $U < P$

Toutes les conditions sont vérifiées .

**Conclusion :**

La toiture présente une bonne résistance ou soulèvement au vent.

**IV) Introduction :**

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitations (séisme, vent, charges verticales).

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 passer par plusieurs étapes.

**IV-1) Caractéristiques géométriques des portiques :****IV-1-1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux :**

➤ Poteau :  $K_p = \frac{I_p}{hc}$

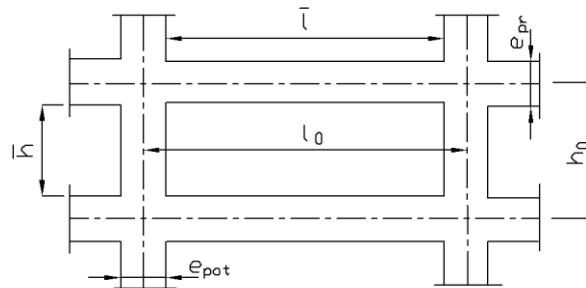
➤ Poutre :  $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{lc}$

Avec :  $I_p$  : Inertie du poteau considéré.

$I_{pr}$  : inertie de la poutre considérée.

$$hc : \text{hauteur de calcul} = \min \left( \bar{h} + \frac{e_{pot}}{2}; h_0 \right)$$

$$lc : \text{longueur de calcul} = \min \left( \bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}; l_0 \right)$$



**-Figure. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau-**

✚ **Les rigidités linéaires des poteaux et des poutres en [cm<sup>3</sup>]:**

➤ **Sens longitudinales (portiques A-A ; B-B ; C-C ; D-D ; E-E) :**

Niveau	travée	I <sub>poteau</sub> [cm <sup>4</sup> ]	h <sub>c</sub> [cm]	I <sub>poutre</sub> [cm <sup>4</sup> ]	L <sub>c</sub> [cm]	K <sub>poutre</sub> [cm <sup>3</sup> ]	K <sub>poteaux</sub> [cm <sup>3</sup> ]
<b>VII ;VIII</b> Pot(25x25)	(1-2) et (7-8)	32552.08	298.50	56250.00	312.50	180.00	109.050
	(2-3) et (6-7)				317.50	177.16	
	(3-4) et (5-6)				337.50	166.66	
	(4-5)				367.50	153.06	
<b>V ;VI</b> Pot(30x30)	(1-2) et (7-8)	67500.00	301.00		307.50	182.92	224.250
	(2-3) et (6-7)				312.50	180.00	
	(3-4) et (5-6)				332.50	169.17	
	(4-5)				362.50	155.17	
<b>III ;IV</b> Pot(35x35)	(1-2) et (7-8)	125052.08	303.50		302.50	185.95	412.030
	(2-3) et (6-7)				307.50	182.92	
	(3-4) et (5-6)				327.50	171.75	
	(4-5)				357.50	157.34	
<b>II</b> Pot(40x40)	(1-2) et (7-8)	213333.33	374.00		297.50	189.07	570.409
	(2-3) et (6-7)				302.50	185.95	
	(3-4) et (5-6)				322.50	174.42	
	(4-5)				352.50	159.57	
<b>I</b> Pot(40x40)	(1-2) et (7-8)	213333.33	480.00	297.50	189.07	444.444	
	(2-3) et (6-7)			302.50	185.95		
	(3-4) et (5-6)			322.50	174.42		
	(4-5)			352.50	159.57		

➤ **Sens transversales (portiques 1-1 ; 2-2 ;3-3 ;4-4 ;5-5 ;6-6 ;7-7 ;8-8) :**

Niveau	travée	I <sub>poteau</sub> [cm <sup>4</sup> ]	h <sub>c</sub> [cm]	I <sub>poutre</sub> [cm <sup>4</sup> ]	L <sub>c</sub> [cm]	K <sub>poutre</sub> [cm <sup>3</sup> ]	K <sub>poteaux</sub> [cm <sup>3</sup> ]
<b>VII ;VIII</b> Pot(25x25)	(A-B) et (D-E)	32552.08	298.50	89322.92	387.50	230.51	109.050
	(B-C) et (C-D)				337.50	264.66	
<b>V ;VI</b> Pot(30x30)	(A-B) et (D-E)	67500.00	301.00		382.50	233.52	224.250
	(B-C) et (C-D)				332.50	268.64	
<b>III ;IV</b> Pot(35x35)	(A-B) et (D-E)	125052.08	303.50		377.50	236.62	412.030
	(B-C) et (C-D)				327.50	272.74	
<b>II</b> Pot(40x40)	(A-B) et (D-E)	213333.33	374.00		372.50	239.80	570.409
	(B-C) et (C-D)				322.50	276.97	
<b>I</b> Pot(40x40)	(A-B) et (D-E)	213333.33	480.00		372.50	239.80	444.444
	(B-C) et (C-D)				322.50	276.97	

### IV-2) Calcul des inerties fictives des portiques « méthode des approximations successives » :

Celle-ci consiste à attribuer « une inertie fictive » aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de force horizontales égales à une tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontales ( 1tonne à chaque niveau) .

Connaissant l'inertie du refend choisis, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau « une inertie fictive» puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons trouver la même flèche à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

#### IV-2-1) Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité ( 1 tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{E_i I} ; I=1m^4$$

Avec :

$f_i$  : Flèche au niveau (i).

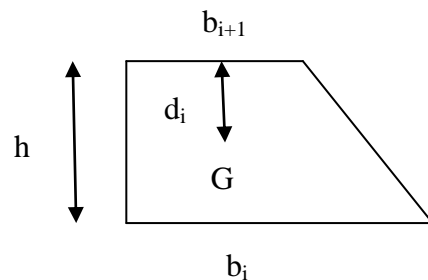
$S_i$  : Elément de surface du niveau (i)

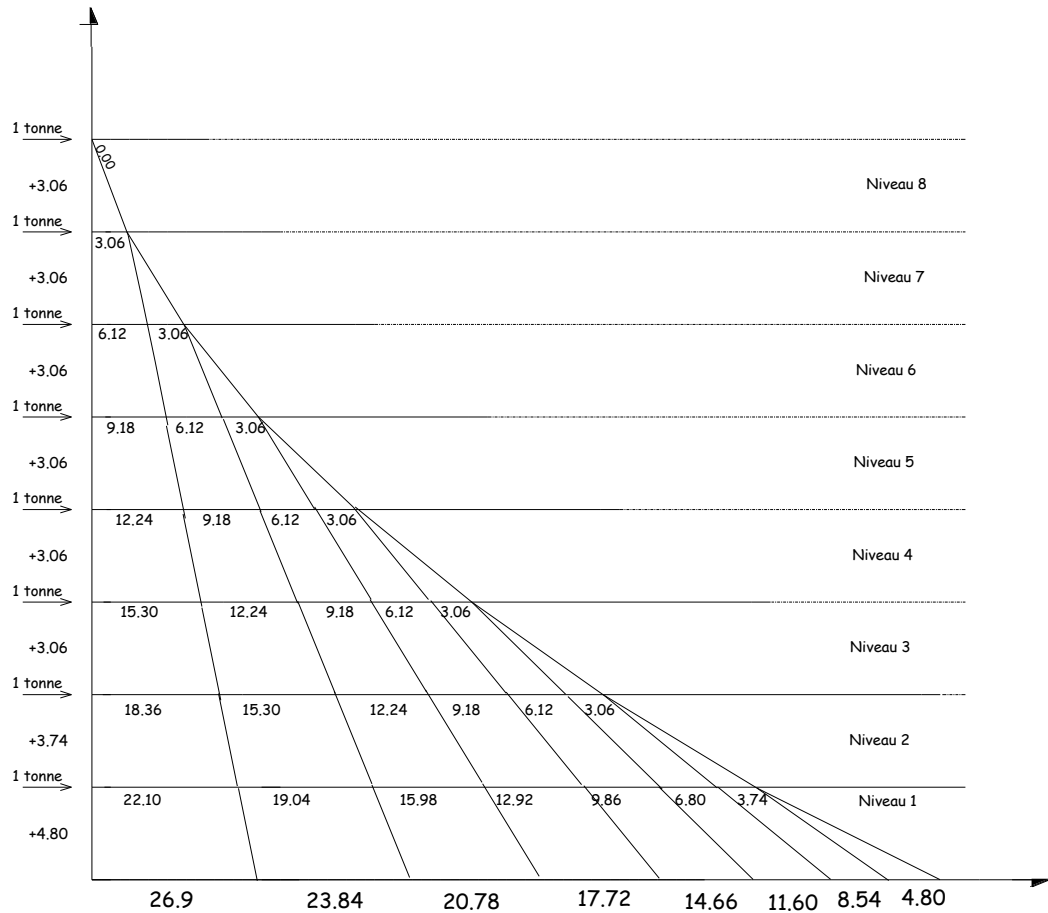
$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ( $b_{i+1}$ )

$E$  : Module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :  $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$

Le centre de gravite d'un trapèze a sa petite base est :  $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$





FigIV-2 : Diagramme des moments

❖ Calcul de  $S_i \times d_i$  pour les différents niveaux :

NIV	[m]				[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	F <sub>i</sub> *EI
	h	b <sub>i</sub>	b <sub>i+1</sub>	d <sub>i</sub>	s <sub>i</sub>	s <sub>i</sub> × d <sub>i</sub>	
VIII	3.06	3.06	0	2.04	4.682	9.551	24566.271
VII	3.06	9.18	3.06	1.785	18.727	33.428	20771.736
VI	3.06	18.36	9.18	1.700	42.136	71.631	17010.628
V	3.06	30.60	18.36	1.658	74.909	124.199	14225.478
IV	3.06	45.90	30.60	1.632	117.045	191.017	9846.532
III	3.06	64.26	45.90	1.615	168.545	272.200	6840.867
II	3.74	90.44	64.26	1.975	289.289	571.346	3876.334
I	4.80	128.84	90.44	2.540	526.272	1336.73	1336.731

❖ Calcul des flèches par niveaux :

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1336.731}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{3876.334}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{6840.867}{EI}$$

$$f_4 = \frac{9846.532}{EI} ; \quad f_5 = \frac{14225.478}{EI} ; \quad f_6 = \frac{17010.628}{EI} ; \quad f_7 = \frac{20771.736}{EI}$$

$$f_8 = \frac{24566.271}{EI}$$

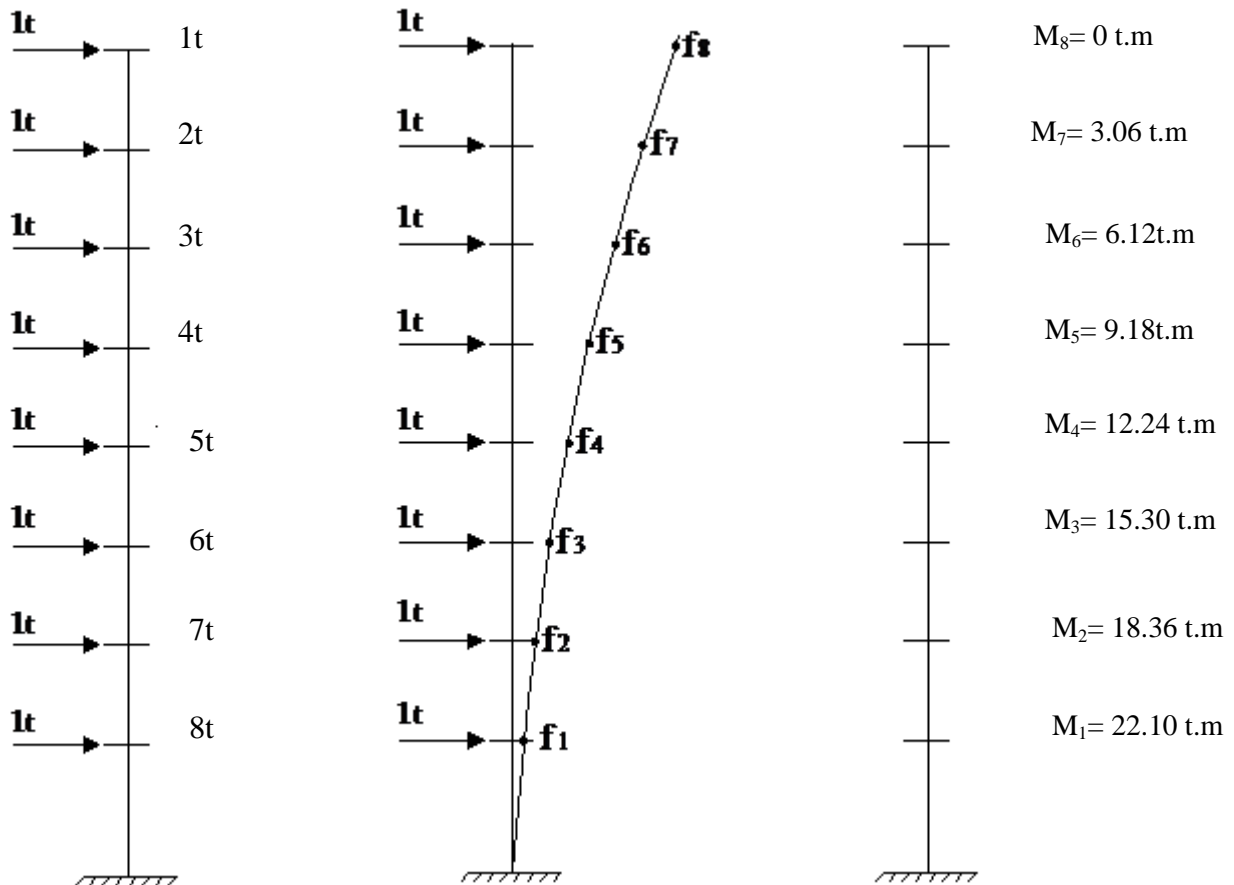


Figure IV-3: Schématisation de la flèche

**IV-2-2) Calcul des déplacements des portiques :**

$$E \Delta_n = h.E\psi_n$$

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum Kp_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

$h$  : hauteur d'étage

$E$  : module de YUONG du béton

$\theta_n; \theta_{n+1}$  : Rotation d'étage

$n$  : étage

✓ Pour le 1<sup>er</sup> niveau on a un encastrement :  $E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum Kp_n}$

✓ Pour les niveaux courants articulés :  $E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

Avec :

$K_{t_n}$  : raideurs des poutres par niveau.

$K_{p_n}$  : raideurs des poteaux par niveau.

$M_n = hT_n$

**IV-2-3) Inertie fictive des portiques :**

$$I_{e,i} = \frac{f_i}{\Delta_i}$$

Avec :

$I_{e,i}$  : inertie équivalente du niveau (i)

$f_i$  : flèche du refend au du niveau (i)

$\Delta_i$  : déplacement du portique au niveau (i)

❖ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Inertie fictive des portiques longitudinaux :**

Inertie fictive des portiques longitudinaux											
NIV	Port	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum Kpot$ 10-4 (m3)	$\sum Kpout$ 10-4(m3)	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	$EI Fi$	$I_{eiy}$
VIII	(A-A)	0.000	3.060	8.724	12.007	106.188	504.673	1544.299	34306.513	24566.271	0.716
	(B-B)	0.000	3.060	8.724	12.007	106.188	504.673	1544.299	34306.513	24566.271	0.716
	(C-C)	0.000	3.060	8.724	12.007	106.188	504.673	1544.299	34306.513	24566.271	0.716
	(D-D)	0.000	3.060	8.724	12.007	106.188	504.673	1544.299	34306.513	24566.271	0.716
	(E-E)	0.000	3.060	8.724	12.007	106.188	504.673	1544.299	34306.513	24566.271	0.716
	(A-A)	3.060	6.120	8.724	12.007	318.564	1005.27	3076.126	32762.214	20771.736	0.634
	(B-B)	3.060	6.120	8.724	12.007	318.564	1005.27	3076.126	32762.214	20771.736	0.634
	(C-C)	3.060	6.120	8.724	12.007	318.564	1005.27	3076.126	32762.214	20771.736	0.634

VII	(D-D)	3.060	6.120	8.724	12.007	318.564	1005.27	3076.126	32762.214	20771.736	0.634
	(E-E)	3.060	6.120	8.724	12.007	318.564	1005.27	3076.126	32762.214	20771.736	0.634
VI	(A-A)	6.120	9.180	17.940	12.194	522.798	1053.779	3224.564	29686.088	17010.628	0.573
	(B-B)	6.120	9.180	17.940	12.194	522.798	1053.779	3224.564	29686.088	17010.628	0.573
	(C-C)	6.120	9.180	17.940	12.194	522.798	1053.779	3224.564	29686.088	17010.628	0.573
	(D-D)	6.120	9.180	17.940	12.194	522.798	1053.779	3224.564	29686.088	17010.628	0.573
	(E-E)	6.120	9.180	17.940	12.194	522.798	1053.779	3224.564	29686.088	17010.628	0.573
	(A-A)	9.180	12.240	17.940	12.194	731.917	1397.745	4277.099	26461.524	14225.478	0.537
V	(B-B)	9.180	12.240	17.940	12.194	731.917	1397.745	4277.099	26461.524	14225.478	0.537
	(C-C)	9.180	12.240	17.940	12.194	731.917	1397.745	4277.099	26461.524	14225.478	0.537
	(D-D)	9.180	12.240	17.940	12.194	731.917	1397.745	4277.099	26461.524	14225.478	0.537
	(E-E)	9.180	12.240	17.940	12.194	731.917	1397.745	4277.099	26461.524	14225.478	0.537
	(A-A)	12.240	15.300	32.962	12.386	926.449	1416.197	4333.563	22184.425	9846.532	0.444
IV	(B-B)	12.240	15.300	32.962	12.386	926.449	1416.197	4333.563	22184.425	9846.532	0.444
	(C-C)	12.240	15.300	32.962	12.386	926.449	1416.197	4333.563	22184.425	9846.532	0.444
	(D-D)	12.240	15.300	32.962	12.386	926.449	1416.197	4333.563	22184.425	9846.532	0.444
	(E-E)	12.240	15.300	32.962	12.386	926.449	1416.197	4333.563	22184.425	9846.532	0.444
	(A-A)	15.300	18.360	32.962	12.386	1132.327	1700.166	5202.508	17850.862	6840.867	0.383
III	(B-B)	15.300	18.360	32.962	12.386	1132.327	1700.166	5202.508	17850.862	6840.867	0.383
	(C-C)	15.300	18.360	32.962	12.386	1132.327	1700.166	5202.508	17850.862	6840.867	0.383
	(D-D)	15.300	18.360	32.962	12.386	1132.327	1700.166	5202.508	17850.862	6840.867	0.383
	(E-E)	15.300	18.360	32.962	12.386	1132.327	1700.166	5202.508	17850.862	6840.867	0.383
	(A-A)	18.360	22.100	45.633	12.584	1339.664	1730.029	6470.308	12648.354	3876.334	0.306
II	(B-B)	18.360	22.100	45.633	12.584	1339.664	1730.029	6470.308	12648.354	3876.334	0.306
	(C-C)	18.360	22.100	45.633	12.584	1339.664	1730.029	6470.308	12648.354	3876.334	0.306
	(D-D)	18.360	22.100	45.633	12.584	1339.664	1730.029	6470.308	12648.354	3876.334	0.306
	(E-E)	18.360	22.100	45.633	12.584	1339.664	1730.029	6470.308	12648.354	3876.334	0.306
	(A-A)	22.100	26.900	35.555	12.584	1313.229	1287.093	6178.046	6178.046	1336.731	0.216
I	(B-B)	22.100	26.900	35.555	12.584	1313.229	1287.093	6178.046	6178.046	1336.731	0.216
	(C-C)	22.100	26.900	35.555	12.584	1313.229	1287.093	6178.046	6178.046	1336.731	0.216
	(D-D)	22.100	26.900	35.555	12.584	1313.229	1287.093	6178.046	6178.046	1336.731	0.216
	(E-E)	22.100	26.900	35.555	12.584	1313.229	1287.093	6178.046	6178.046	1336.731	0.216
	<b>Inertie moyenne</b>										<b>0.476</b>

• Inertie fictive des portiques transversaux :

Inertie fictive des portiques transversaux											
NIV	Port	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot}$ 10-4 (m3)	$\sum K_{pout}$ 10-4(m3)	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	$EI F_i$	$I_{eix}$
VIII	(1-1)	0.000	3.060	5.452	9.903	128.749	725.216	2219.161	46988.886	24566.271	0.523
	(2-2)	0.000	3.060	5.452	9.903	128.749	725.216	2219.161	46988.886	24566.271	0.523
	(3-3)	0.000	3.060	5.452	9.903	128.749	725.216	2219.161	46988.886	24566.271	0.523
	(4-4)	0.000	3.060	5.452	9.903	128.749	725.216	2219.161	46988.886	24566.271	0.523
	(5-5)	0.000	3.060	5.452	9.903	128.749	725.216	2219.161	46988.886	24566.271	0.523
	(6-6)	0.000	3.060	5.452	9.903	128.749	725.216	2219.161	46988.886	24566.271	0.523
	(7-7)	0.000	3.060	5.452	9.903	128.749	725.216	2219.161	46988.886	24566.271	0.523
	(8-8)	0.000	3.060	5.452	9.903	128.749	725.216	2219.161	46988.886	24566.271	0.523
VII	(1-1)	3.060	6.120	5.452	9.903	386.246	1445.944	4424.589	44769.725	20771.736	0.464
	(2-2)	3.060	6.120	5.452	9.903	386.246	1445.944	4424.589	44769.725	20771.736	0.464
	(3-3)	3.060	6.120	5.452	9.903	386.246	1445.944	4424.589	44769.725	20771.736	0.464
	(4-4)	3.060	6.120	5.452	9.903	386.246	1445.944	4424.589	44769.725	20771.736	0.464
	(5-5)	3.060	6.120	5.452	9.903	386.246	1445.944	4424.589	44769.725	20771.736	0.464
	(6-6)	3.060	6.120	5.452	9.903	386.246	1445.944	4424.589	44769.725	20771.736	0.464
	(7-7)	3.060	6.120	5.452	9.903	386.246	1445.944	4424.589	44769.725	20771.736	0.464
	(8-8)	3.060	6.120	5.452	9.903	386.246	1445.944	4424.589	44769.725	20771.736	0.464
VI	(1-1)	6.120	9.180	11.212	10.043	634.770	1444.028	4418.726	40345.136	17010.628	0.422
	(2-2)	6.120	9.180	11.212	10.043	634.770	1444.028	4418.726	40345.136	17010.628	0.422
	(3-3)	6.120	9.180	11.212	10.043	634.770	1444.028	4418.726	40345.136	17010.628	0.422
	(4-4)	6.120	9.180	11.212	10.043	634.770	1444.028	4418.726	40345.136	17010.628	0.422
	(5-5)	6.120	9.180	11.212	10.043	634.770	1444.028	4418.726	40345.136	17010.628	0.422
	(6-6)	6.120	9.180	11.212	10.043	634.770	1444.028	4418.726	40345.136	17010.628	0.422
	(7-7)	6.120	9.180	11.212	10.043	634.770	1444.028	4418.726	40345.136	17010.628	0.422
	(8-8)	6.120	9.180	11.212	10.043	634.770	1444.028	4418.726	40345.136	17010.628	0.422
V	(1-1)	9.180	12.240	11.212	10.043	888.678	1917.296	5866.926	35926.410	14225.478	0.396
	(2-2)	9.180	12.240	11.212	10.043	888.678	1917.296	5866.926	35926.410	14225.478	0.396
	(3-3)	9.180	12.240	11.212	10.043	888.678	1917.296	5866.926	35926.410	14225.478	0.396
	(4-4)	9.180	12.240	11.212	10.043	888.678	1917.296	5866.926	35926.410	14225.478	0.396
	(5-5)	9.180	12.240	11.212	10.043	888.678	1917.296	5866.926	35926.410	14225.478	0.396
	(6-6)	9.180	12.240	11.212	10.043	888.678	1917.296	5866.926	35926.410	14225.478	0.396
	(7-7)	9.180	12.240	11.212	10.043	888.678	1917.296	5866.926	35926.410	14225.478	0.396
	(8-8)	9.180	12.240	11.212	10.043	888.678	1917.296	5866.926	35926.410	14225.478	0.396

IV	(1-1)	12.240	15.300	20.601	10.187	1126.435	1870.496	5723.718	30059.484	9846.532	0.328
	(2-2)	12.240	15.300	20.601	10.187	1126.435	1870.496	5723.718	30059.484	9846.532	0.328
	(3-3)	12.240	15.300	20.601	10.187	1126.435	1870.496	5723.718	30059.484	9846.532	0.328
	(4-4)	12.240	15.300	20.601	10.187	1126.435	1870.496	5723.718	30059.484	9846.532	0.328
	(5-5)	12.240	15.300	20.601	10.187	1126.435	1870.496	5723.718	30059.484	9846.532	0.328
	(6-6)	12.240	15.300	20.601	10.187	1126.435	1870.496	5723.718	30059.484	9846.532	0.328
	(7-7)	12.240	15.300	20.601	10.187	1126.435	1870.496	5723.718	30059.484	9846.532	0.328
	(8-8)	12.240	15.300	20.601	10.187	1126.435	1870.496	5723.718	30059.484	9846.532	0.328
III	(1-1)	15.300	18.360	20.601	10.187	1376.754	2246.653	6874.758	24335.766	6840.867	0.281
	(2-2)	15.300	18.360	20.601	10.187	1376.754	2246.653	6874.758	24335.766	6840.867	0.281
	(3-3)	15.300	18.360	20.601	10.187	1376.754	2246.653	6874.758	24335.766	6840.867	0.281
	(4-4)	15.300	18.360	20.601	10.187	1376.754	2246.653	6874.758	24335.766	6840.867	0.281
	(5-5)	15.300	18.360	20.601	10.187	1376.754	2246.653	6874.758	24335.766	6840.867	0.281
	(6-6)	15.300	18.360	20.601	10.187	1376.754	2246.653	6874.758	24335.766	6840.867	0.281
	(7-7)	15.300	18.360	20.601	10.187	1376.754	2246.653	6874.758	24335.766	6840.867	0.281
	(8-8)	15.300	18.360	20.601	10.187	1376.754	2246.653	6874.758	24335.766	6840.867	0.281
II	(1-1)	18.360	22.100	28.520	10.335	1631.188	2298.992	8598.230	17461.008	3876.334	0.222
	(2-2)	18.360	22.100	28.520	10.335	1631.188	2298.992	8598.230	17461.008	3876.334	0.222
	(3-3)	18.360	22.100	28.520	10.335	1631.188	2298.992	8598.230	17461.008	3876.334	0.222
	(4-4)	18.360	22.100	28.520	10.335	1631.188	2298.992	8598.230	17461.008	3876.334	0.222
	(5-5)	18.360	22.100	28.520	10.335	1631.188	2298.992	8598.230	17461.008	3876.334	0.222
	(6-6)	18.360	22.100	28.520	10.335	1631.188	2298.992	8598.230	17461.008	3876.334	0.222
	(7-7)	18.360	22.100	28.520	10.335	1631.188	2298.992	8598.230	17461.008	3876.334	0.222
	(8-8)	18.360	22.100	28.520	10.335	1631.188	2298.992	8598.230	17461.008	3876.334	0.222
I	(1-1)	22.100	26.900	22.222	10.335	1675.305	1846.412	8862.778	8862.778	1336.731	0.151
	(2-2)	22.100	26.900	22.222	10.335	1675.305	1846.412	8862.778	8862.778	1336.731	0.151
	(3-3)	22.100	26.900	22.222	10.335	1675.305	1846.412	8862.778	8862.778	1336.731	0.151
	(4-4)	22.100	26.900	22.222	10.335	1675.305	1846.412	8862.778	8862.778	1336.731	0.151
	(5-5)	22.100	26.900	22.222	10.335	1675.305	1846.412	8862.778	8862.778	1336.731	0.151
	(6-6)	22.100	26.900	22.222	10.335	1675.305	1846.412	8862.778	8862.778	1336.731	0.151
	(7-7)	22.100	26.900	22.222	10.335	1675.305	1846.412	8862.778	8862.778	1336.731	0.151
	(8-8)	22.100	26.900	22.222	10.335	1675.305	1846.412	8862.778	8862.778	1336.731	0.151
<b>Inertie moyenne</b>										<b>0.348</b>	

**IV-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.

**IV-3-1) Etude des refends :**

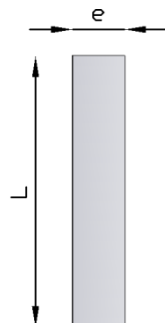
Dans notre structure on a que des refends pleins.

**a- Calcul des inerties :****a-1 : Refends longitudinaux :**

$I_x = \frac{L \times e^3}{12}$  ;  $I_y = \frac{e \times L^3}{12}$   $\Rightarrow$  On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend  $I_y$ .

**a-2 : Refends transversaux:**

$I_y = \frac{L \times e^3}{12}$  ;  $I_x = \frac{e \times L^3}{12}$   $\Rightarrow$  On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend  $I_x$ .



- Inertie des voiles transversales :

Inerties des voiles transversales					
Niveau	Voiles	L(m)	h(m)	e(m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )
VII,VIII	VT1	3.750	2.685	0.200	0.879
	VT2	3.750	2.685	0.200	0.879
	VT3	3.750	2.685	0.200	0.879
	VL4	3.750	2.685	0.200	0.879
V,VI	VT1	3.700	2.685	0.200	0.844
	VT2	3.700	2.685	0.200	0.844
	VT3	3.700	2.685	0.200	0.844
	VL4	3.700	2.685	0.200	0.844
III,IV	VT1	3.650	2.685	0.200	0.810
	VT2	3.650	2.685	0.200	0.810
	VT3	3.650	2.685	0.200	0.810
	VL4	3.650	2.685	0.200	0.810
II	VT1	3.600	3.375	0.200	0.778
	VT2	3.600	3.375	0.200	0.778
	VT3	3.600	3.375	0.200	0.778
	VL4	3.600	3.375	0.200	0.778
I	VT1	3.600	4.475	0.200	0.778
	VT2	3.600	4.475	0.200	0.778
	VT3	3.600	4.475	0.200	0.778
	VL4	3.600	4.475	0.200	0.778
					<b>3.311</b>

• Inertie des voiles longitudinales

Inerties des voiles longitudinales					
Niveau	Voiles	L(m)	h(m)	e(m)	Iy (m4)
VII ,VIII	VT1	1,55	2,71	0,2	0,062
	VT2	1,55	2,71	0,2	0,062
	VT3	1,55	2,71	0,2	0,062
	VT4	6,3	2,71	0,2	4,167
	VT5	1,55	2,71	0,2	0,062
	VT6	1,55	2,71	0,2	0,062
	VL7	1,55	2,71	0,2	0,062
V,VI	VT1	1,5	2,71	0,2	0,056
	VT2	1,5	2,71	0,2	0,056
	VT3	1,5	2,71	0,2	0,056
	VT4	6,2	2,71	0,2	3,972
	VT5	1,5	2,71	0,2	0,056
	VT6	1,5	2,71	0,2	0,056
	VL7	1,5	2,71	0,2	0,056
III,IV	VT1	1,45	2,71	0,2	0,051
	VT2	1,45	2,710	0,2	0,051
	VT3	1,45	2,71	0,2	0,051
	VT4	6,1	2,71	0,2	3,783
	VT5	1,45	2,71	0,2	0,051
	VT6	1,45	2,71	0,2	0,051
	VL7	1,45	2,71	0,2	0,051
II	VT1	1,4	3,39	0,2	0,046
	VT2	1,4	3,39	0,2	0,046
	VT3	1,4	3,39	0,2	0,046
	VT4	6,00	3,39	0,2	3,600
	VT5	1,4	3,39	0,2	0,046
	VT6	1,4	3,39	0,2	0,046
	VL7	1,4	3,39	0,2	0,046
I	VT1	1,4	4,5	0,2	0,046
	VT2	1,4	4,5	0,2	0,046
	VT3	1,4	4,5	0,2	0,046
	VT4	6,00	4,5	0,2	3,600
	VT5	1,4	4,5	0,2	0,046
	VT6	1,4	4,5	0,2	0,046
	VL7	1,4	4,5	0,2	0,046
					3,234

**IV-4) Interprétation des résultats :**➤ **Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**❖ **Sens longitudinal :**

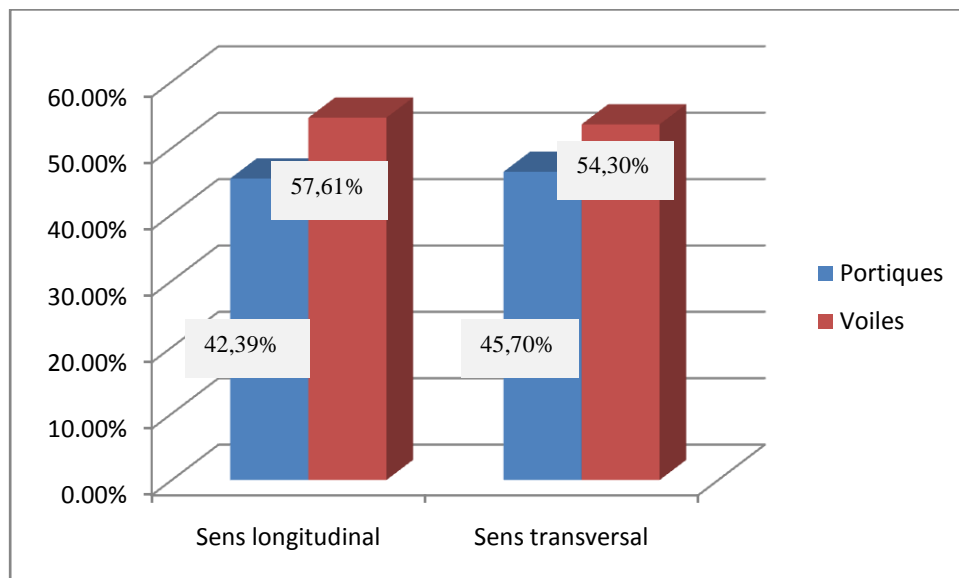
- ✓ Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	2.380	<b>42.39</b>
Voiles	3.234	<b>57.61</b>
Voiles+Portiques	5.239	100

❖ **Sens transversal :**

- ✓ Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	2.787	<b>45.70</b>
Voiles	3.311	<b>54.30</b>
Voiles+Portiques	6.098	100



**Figure IV-4 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques.**

### Conclusion :

D'après le résultat obtenu dans la figure **IV.4** on dit que le contreventement est mixte, il est assuré conjointement par des voiles et des portiques.

Le RPA 99 prescrit (d'après **Art 4.a**) pour un système de contreventement «mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

**V-Présentation de l'ETABS :****V-1- Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

**V -2 -Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

**V-3-Description du logiciel ETABS :**

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité

accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

**Rappel : (terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté (D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

**V -4-Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



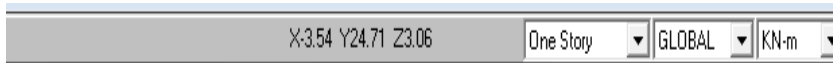
**V -5- Etapes de modélisation :**

**V 5-1 Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

**a) Choix des unités :**

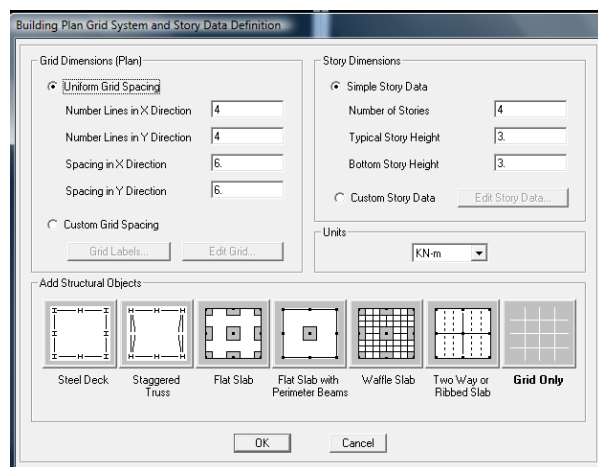
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

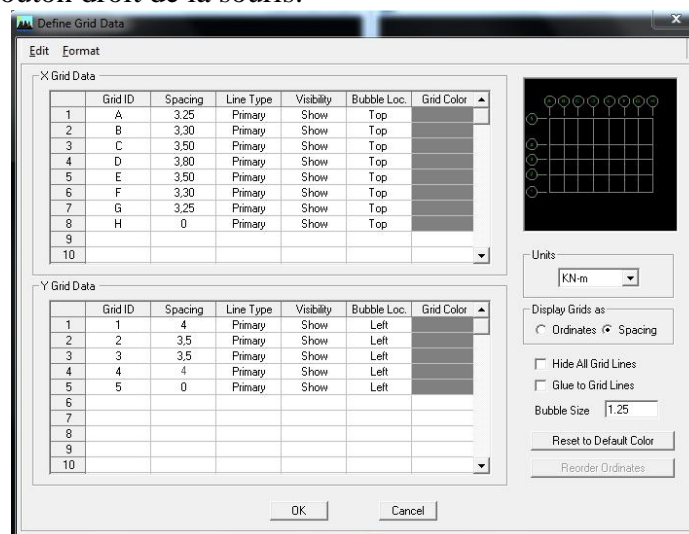
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

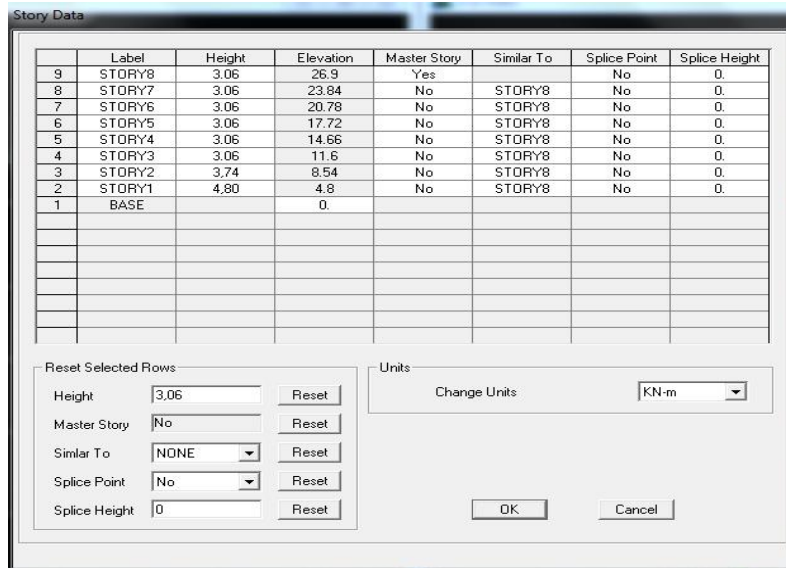
**c) Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage. -On clique sur le bouton droit de la souris.



-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

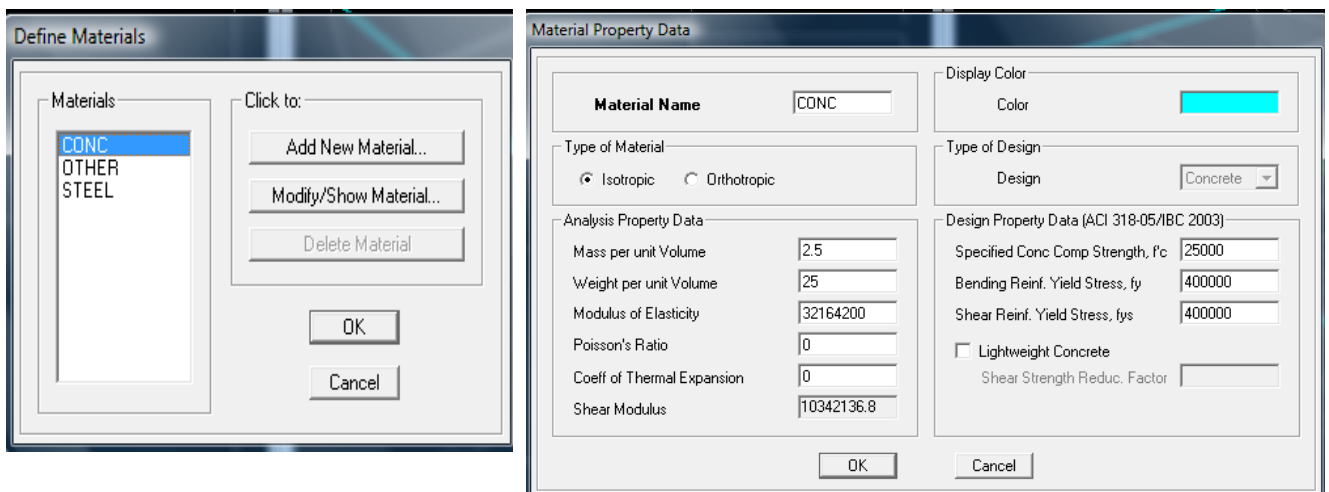
-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**



**V -5-2- Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



**V-5-3 -Troisièmes étapes :**

La troisième étape consiste à l’affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d’abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**.

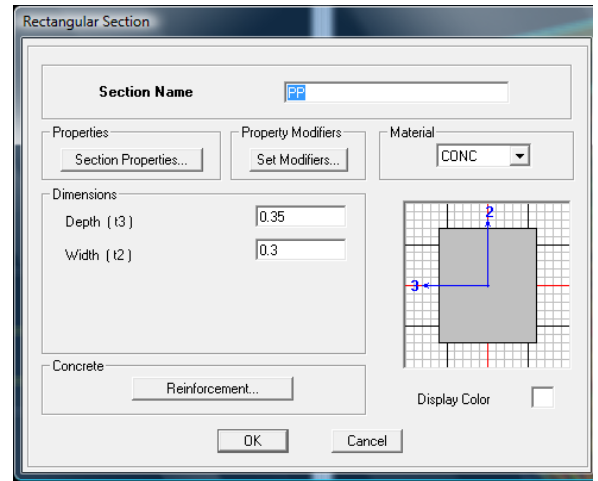
On clique sur la liste d’ajout de sections

et on sélectionne **Add Rectangular**

pour ajouter une section rectangulaire

(les sections en béton armé

du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

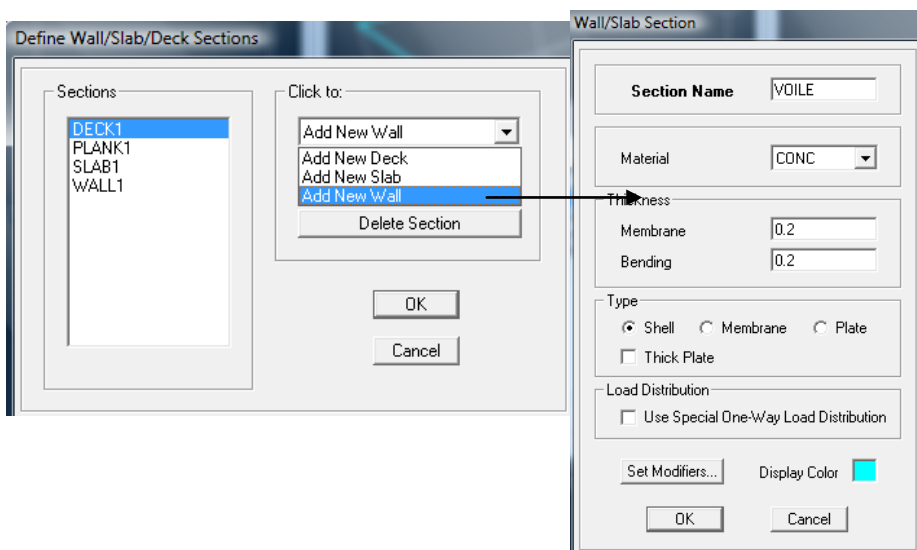


Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d’armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l’aire, les moments d’inerties, l’aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l’épaisseur.



**V-5-4- Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**1) Charges statiques (G et Q):**

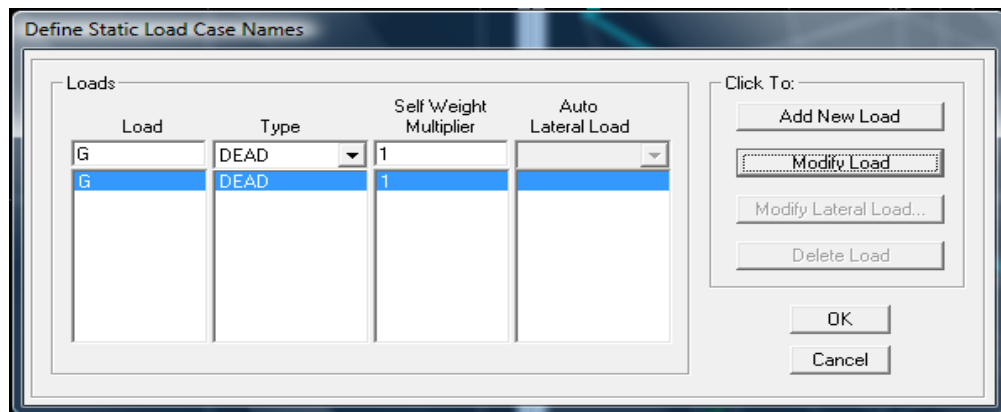
La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :**Define Load Cases**.

**❖ Charges permanentes :**

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

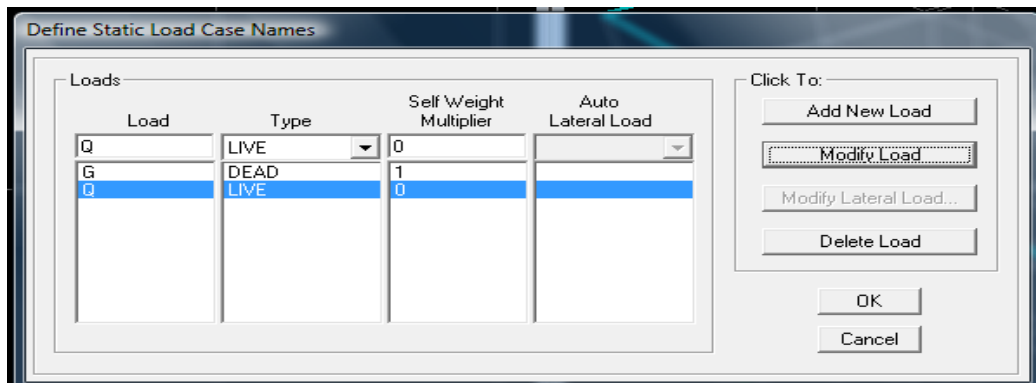
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**

**❖ Surcharges d'exploitations :**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



## 2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

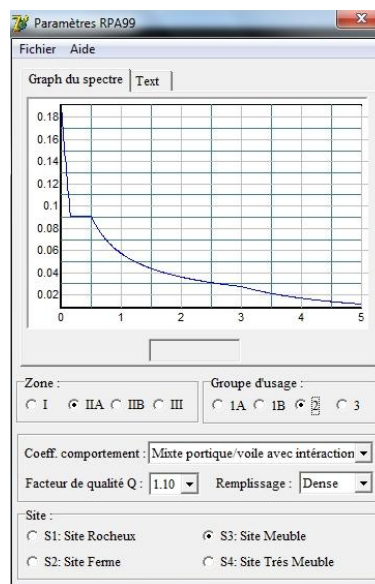
### - Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone :IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement : 5.** (tableau **4.3** du **RPA**).
- **Remplissage : dence**
- **Site : S3.** (tableau **3.2** du **RPA**).
- **Facteur de qualité (Q):**  
 $Q=1.2$

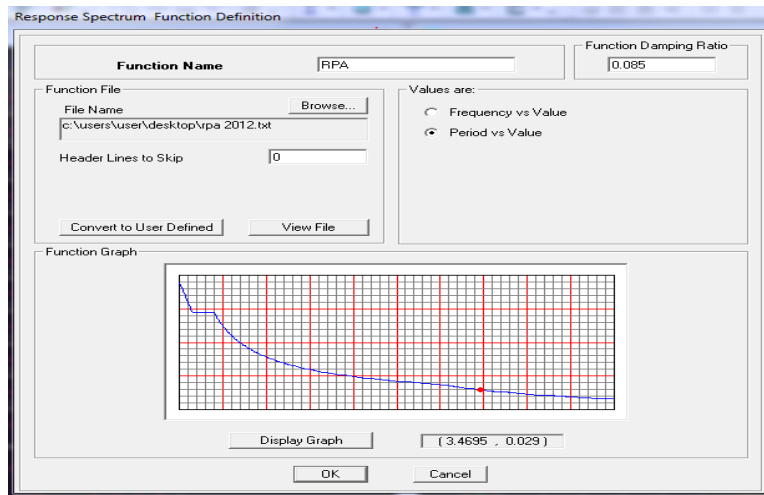
$$Q=1+\sum P_q$$



-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone



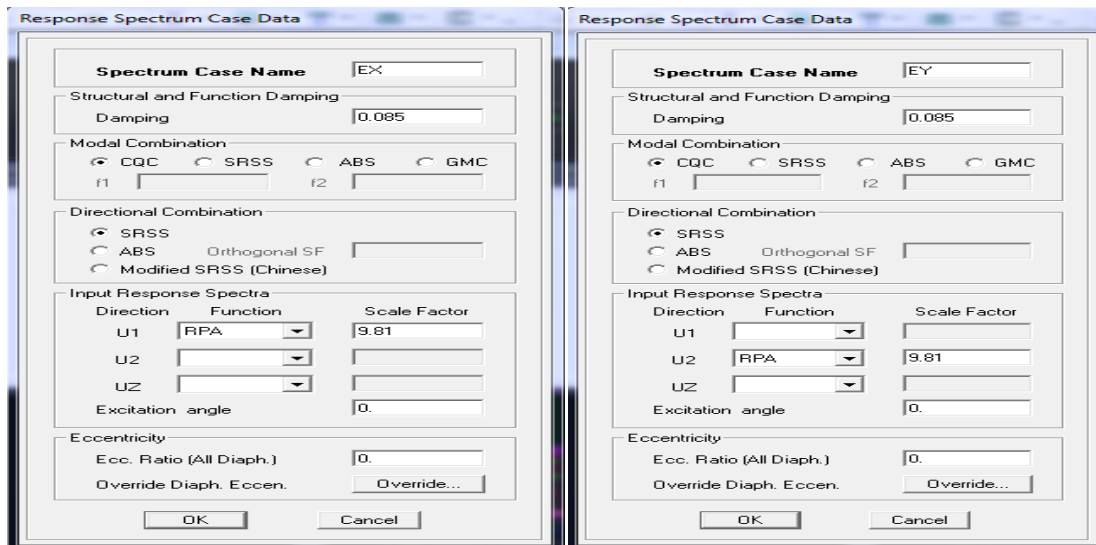
- Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
- Define** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA.**

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases → Add New Spectrum



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (**U1 et U2**).

**V -5-5- 5<sup>ème</sup> étape : chargement des poutres**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed**



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

**V-5-6- 6<sup>ème</sup> étape : Introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**
  - ELU** :  $1.35G+1.5Q$
  - ELS** :  $G+Q$
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**
  - GQE** :  $G+Q+E$
  - 08GE** :  $0.8G+E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

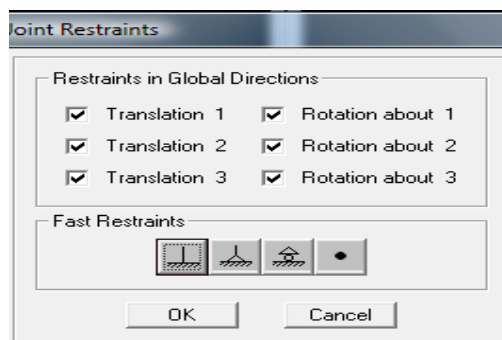
### V-5-7-7<sup>ème</sup> étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

#### ➤ **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

**Assign → Joint/point → Restraints**



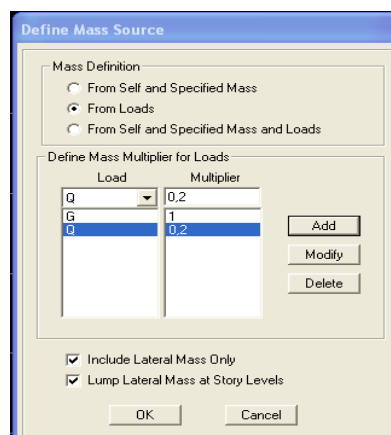
#### ➤ **Mass- Source :**

**Define → Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

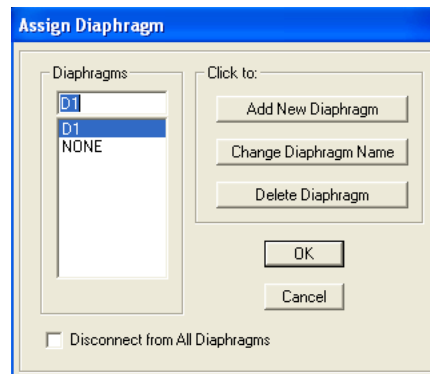


➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

### V-5-8- 8<sup>ème</sup> étape : Analyse et visualisation des résultats

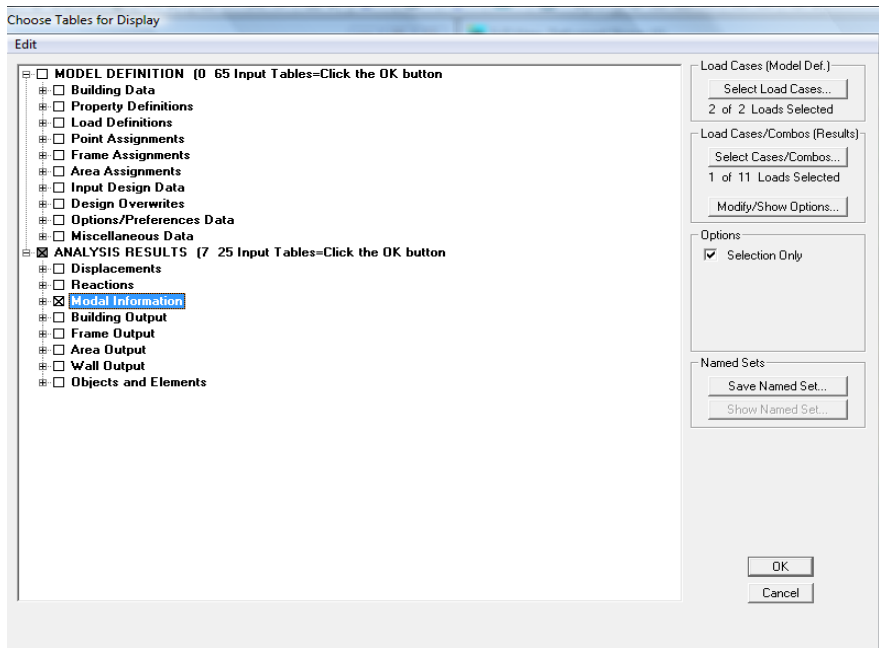
✓ **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

✓ **Visualisation des résultats :**

❖ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** → **show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».




❖ Déformée de la structure :



On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display** 

❖ Efforts internes dans les éléments barres :

- Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- ❖ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- ❖ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel®**, la colonne  $U_x$  correspond au sens  $xx$ , et  $U_y$  au sens  $yy$ .

- ❖ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » en suite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

### **V- 6-Caractéristiques du spectre de réponse :**

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(**article 4.1.3**).

#### **V- 6-1- Principe de la méthode :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### **V- 6-2- Définition du spectre de réponse :**

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

- ✓ Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Tableau V.1 : Les caractéristiques du spectre de réponse.

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	II <sub>a</sub>	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.20	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

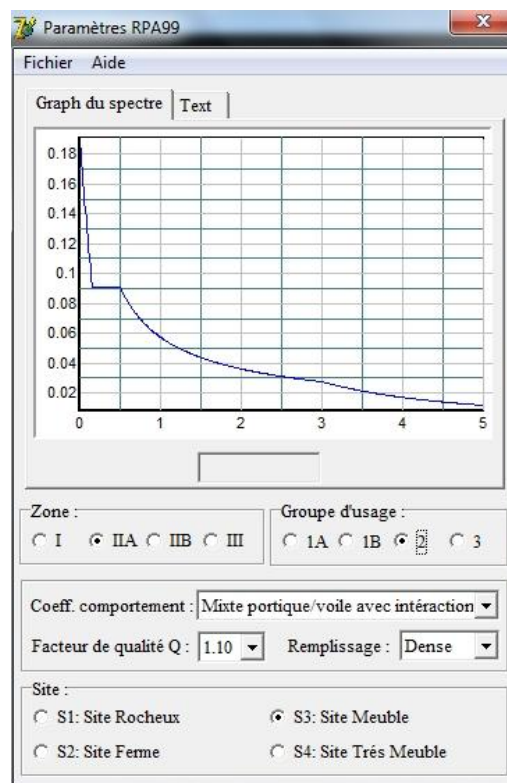


Figure V-1-Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

**V-7-1-La période :**

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :( Art 4.2.4. RPA 99/modifié 2003)**

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$h_N = 26,9\text{m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \times (26,9)^{3/4} = 0,59 \text{ s}$$

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.6135	68.6518	0	0	68.6518	0	0
2	0.572472	0	67.766	0	68.6518	67.766	0
3	0.492786	0.0066	0	0	68.6584	67.766	0
4	0.143865	19.7949	0	0	88.4533	67.766	0
5	0.123695	0	21.1276	0	88.4533	88.8936	0
6	0.103737	0.0001	0	0	88.4533	88.8936	0
7	0.062894	7.0467	0	0	95.5	88.8936	0
8	0.053243	0	7.4688	0	95.5	96.3625	0
9	0.043777	0.0003	0	0	95.5003	96.3625	0
10	0.037919	3.0344	0	0	98.5347	96.3625	0
11	0.032743	0	2.8189	0	98.5347	99.1814	0
12	0.026486	0.1832	0	0	98.7179	99.1814	0

**Tableau V.2 : Valeur de T trouvé par ETABS**

$T=0.61s$

❖ Valeur de **T** trouvé par La formule empirique :

$T=0.59 s$

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

⇒  $0.61 < 0.59 \times 1.3 = 0,76 s$  ⇒ **Condition vérifiée.**

**V-7-2) Participation massique et le nombre de modes à considérer :**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY). (**Art 4.3.4 RPA version 2003**).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
<b>1</b>	0.6135	<b>68.6518</b>	0	0	<b>68.6518</b>	0	0
<b>2</b>	0.572472	0	<b>67.766</b>	0	68.6518	<b>67.766</b>	0
<b>3</b>	0.492786	0.0066	0	0	68.6584	67.766	0
<b>4</b>	0.143865	19.7949	0	0	88.4533	67.766	0
<b>5</b>	0.123695	0	21.1276	0	88.4533	88.8936	0
<b>6</b>	0.103737	0.0001	0	0	88.4533	88.8936	0
<b>7</b>	0.062894	7.0467	0	0	95.5	88.8936	0
<b>8</b>	0.053243	0	7.4688	0	95.5	96.3625	0
<b>9</b>	0.043777	0.0003	0	0	95.5003	96.3625	0
<b>10</b>	0.037919	3.0344	0	0	98.5347	96.3625	0
<b>11</b>	0.032743	0	2.8189	0	98.5347	99.1814	0
<b>12</b>	0.026486	0.1832	0	0	<b>98.7179</b>	<b>99.1814</b>	0

**Tableau V-3-Période et participation massique**

Le mode fondamental et un mode de translation **suivant X** avec une mobilisation de masse de **68,65 %** et translation **suivant Y** avec une mobilisation de masse de **67,76 %**.

La somme des masses modales dépasse 90 % de la somme total de bâtiment, d'où la condition du **RPA** est vérifiée.

**V-7-3- Le déplacement relatif des niveaux :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ke} \quad \text{Avec :}$$

**R:** Coefficient de comportement.

$\delta_k$  : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

❖ **Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

➤ **Sens longitudinal : XX**

niveaux	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Conditions
8	0.0124	0.0107	0.0017	0.0306	Vérifiée
7	0.0107	0.0089	0.0018	0.0306	Vérifiée
6	0.0089	0.0071	0.0018	0.0306	Vérifiée
5	0.0071	0.0053	0.0018	0.0306	Vérifiée
4	0.0053	0.0037	0.0016	0.0306	Vérifiée
3	0.0037	0.0022	0.0015	0.0306	Vérifiée
2	0.0022	0.0008	0.0014	0.0374	Vérifiée
1	0.0008	0	0.0008	0.0480	Vérifiée

**Tableau V.4 :** Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

➤ **Sens transversal : YY**

niveaux	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Conditions
8	0.0114	0.0097	0.0017	0.0306	Vérifiée
7	0.0097	0.008	0.0017	0.0306	Vérifiée
6	0.008	0.0063	0.0017	0.0306	Vérifiée
5	0.0063	0.0047	0.0016	0.0306	Vérifiée
4	0.0047	0.0032	0.0015	0.0306	Vérifiée
3	0.0032	0.0019	0.0013	0.0306	Vérifiée
2	0.0019	0.0007	0.0012	0.0374	Vérifiée
1	0.0007	0	0.0007	0.0480	Vérifiée

**Tableau V.5:** Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

**Conclusion :** Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

**V- 7-4-Déplacement maximal :**

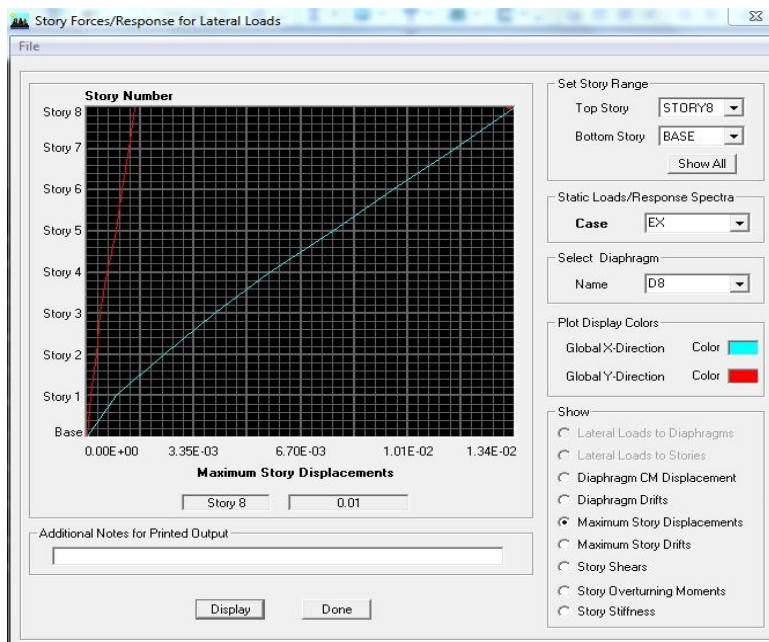
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

**Suivant Ex :**



**Figure V-2-Déplacement maximal dans le sens xx**

✓ Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{max} = 0,01m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{29,6}{500} = 0,0592m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey :

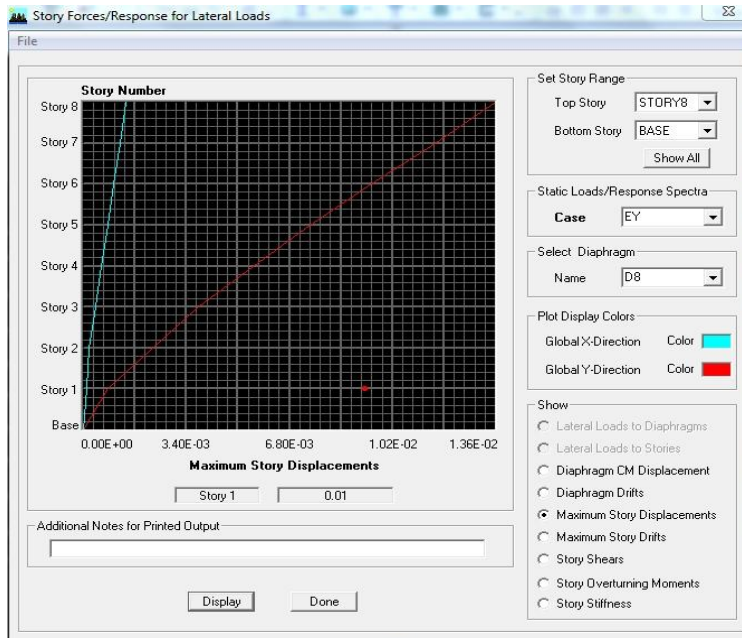


Figure V-3- Déplacement maximal dans le sens y-y

✓ Déplacement maximal dans le sens y-y :

$$\delta_{max} = 0,01m < f = \frac{H_t}{500} = \frac{29,6}{500} = 0,0592m \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V- 7-5-Vérification de l'effort tranchant à la base : ( RPA Version 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ; ..... ) dans le rapport  $0.8V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

▪ Calcul des coefficients A,D,R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique  $II_a$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

(Tab 4.7) de RPA99 :

Site meuble  $\rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0.5\text{sec}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

Le système de contreventement est mixte  $\Rightarrow \xi = 10\%$

D'où  $\Rightarrow \eta = 0.76 \geq 0.70$  **vérifiée**

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

$R$  : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs de  $A$ ,  $D$ ,  $R$ ,  $C_t$  et  $T$  sont données dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tablea 4.1
Période caractéristique	0.5 secondes	Tablea 4.7
Coefficient $C_t$	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.43	formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

**Tableau V-6- Tableau donnant les valeurs de A ,D,R,T,C<sub>t</sub>**

▪ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum P_q$

$P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non".

Critère q	Sens longitudinal		Sens transversal	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0.05	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/	0	/

Tableau V-7- Tableau donnant les valeurs de critère q dans les deux sens xx ;yy

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.1 \text{ (sens transversal et longitudinal) .}$$

$$Q = 1,1$$

Du logiciel ETABS :

$$W_t = 28310,42 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W_t = V_{st} = \frac{0,15.1,43.1,1}{5} . 28310,42 = 1335,96 \text{ KN .}$$

$$V_{Stx} = V_{Sty} = 1335,96 \text{ KN.}$$

$$V_x = 1335,96 \times 0,8 = 1068,77 \text{ KN .}$$

$$V_y = 1335,96 \times 0,8 = 1068,77 \text{ KN .}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 1645,97 \text{ KN} > 80\% V_x = 1068,77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 1723,91 > 80\% V_x = 1068,77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

**V- 7-6-Vérification de l'excentricité :**

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

$C_M$  : centre de masse.

$C_R$  : centre de rigidité.

**Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_x$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%LX	Condition
STORY1	D1	11.95	11.95	0	0.75	Condition vérifiée
STORY2	D2	11.95	11.95	0	0.75	Condition vérifiée
STORY3	D3	11.95	11.95	0	0.75	Condition vérifiée
STORY4	D4	11.95	11.95	0	0.75	Condition vérifiée
STORY5	D5	11.95	11.95	0	0.75	Condition vérifiée
STORY6	D6	11.95	11.95	0	0.75	Condition vérifiée
STORY7	D7	11.95	11.95	0	0.75	Condition vérifiée
STORY8	D8	11.95	11.95	0	0.75	Condition vérifiée

**Tableau V-8- Excentricité suivant x-x**

**Suivant Y-Y :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_y$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%Ly	Condition
STORY1	D1	7.66	7.499	0.161	1.195	Condition vérifiée
STORY2	D2	7.549	7.494	0.055	1.195	Condition vérifiée
STORY3	D3	7.551	7.488	0.063	1.195	Condition vérifiée
STORY4	D4	7.552	7.484	0.068	1.195	Condition vérifiée
STORY5	D5	7.552	7.48	0.072	1.195	Condition vérifiée
STORY6	D6	7.553	7.478	0.075	1.195	Condition vérifiée
STORY7	D7	7.553	7.476	0.077	1.195	Condition vérifiée
STORY8	D8	7.479	7.476	0.003	1.195	Condition vérifiée

**Tableau V-9- Excentricité suivant y-y**

**V- 7-7- justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

**P<sub>k</sub>**: Poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

**Δ<sub>k</sub>**: le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

**h<sub>k</sub>**: la hauteur de l'étage k.

**SENS X-X :**

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	V <sub>k</sub> .h <sub>k</sub>	θ <sub>K</sub>	Condition
8	2568.22	0.0017	339.45	1038.717	0.004	vérifiée
7	5777.23	0.0018	665.2	2035.512	0.005	vérifiée
6	9070.39	0.0018	916.8	2805.408	0.006	vérifiée
5	12363.56	0.0018	1128.36	3452.782	0.006	vérifiée
4	15756.17	0.0016	1298.6	3973.716	0.006	vérifiée
3	19148.78	0.0015	1432.74	4384.184	0.007	vérifiée
2	22879.18	0.0014	1537.97	5752.008	0.006	vérifiée
1	28310.42	0.0008	1645.97	7900.656	0.003	vérifiée

**Tableau V.10: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (SENS X-X)**

**SENS Y-Y :**

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	V <sub>k</sub> .h <sub>k</sub> (KN.m)	θ <sub>K</sub>	Condition
8	2568.22	0.0017	363.49	1112.279	0.004	vérifiée
7	5777.23	0.0017	705.02	2157.361	0.005	vérifiée
6	9070.39	0.0017	956.92	2928.175	0.005	vérifiée
5	12363.56	0.0016	1168.03	3574.172	0.006	vérifiée
4	15756.17	0.0015	1341.06	4103.644	0.006	vérifiée
3	19148.78	0.0013	1481.16	4532.349	0.005	vérifiée
2	22879.18	0.0012	1596.92	5972.481	0.005	vérifiée
1	28310.42	0.0007	1723.91	8274.768	0.002	vérifiée

**Tableau V.11 : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (SENS Y-Y)**

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- l'effet  $P-\Delta$  est négligé.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

**VI-I) Ferrailage des poutres :**

**VI-I-1) Détermination des efforts internes dans les poutres :**

La détermination des efforts internes dans les poutres se fera grâce à la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel ETABS.

- ❖ Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :

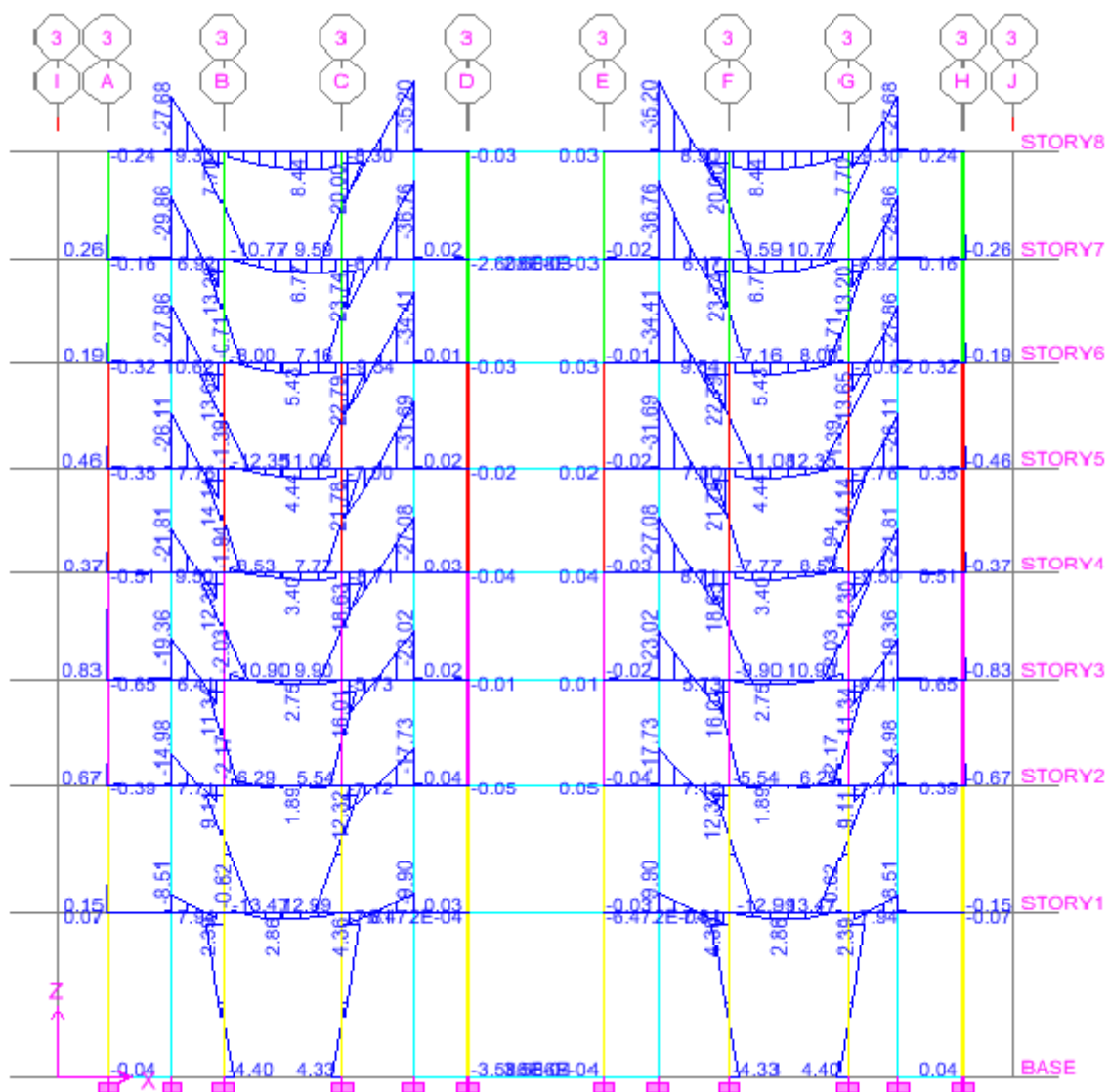
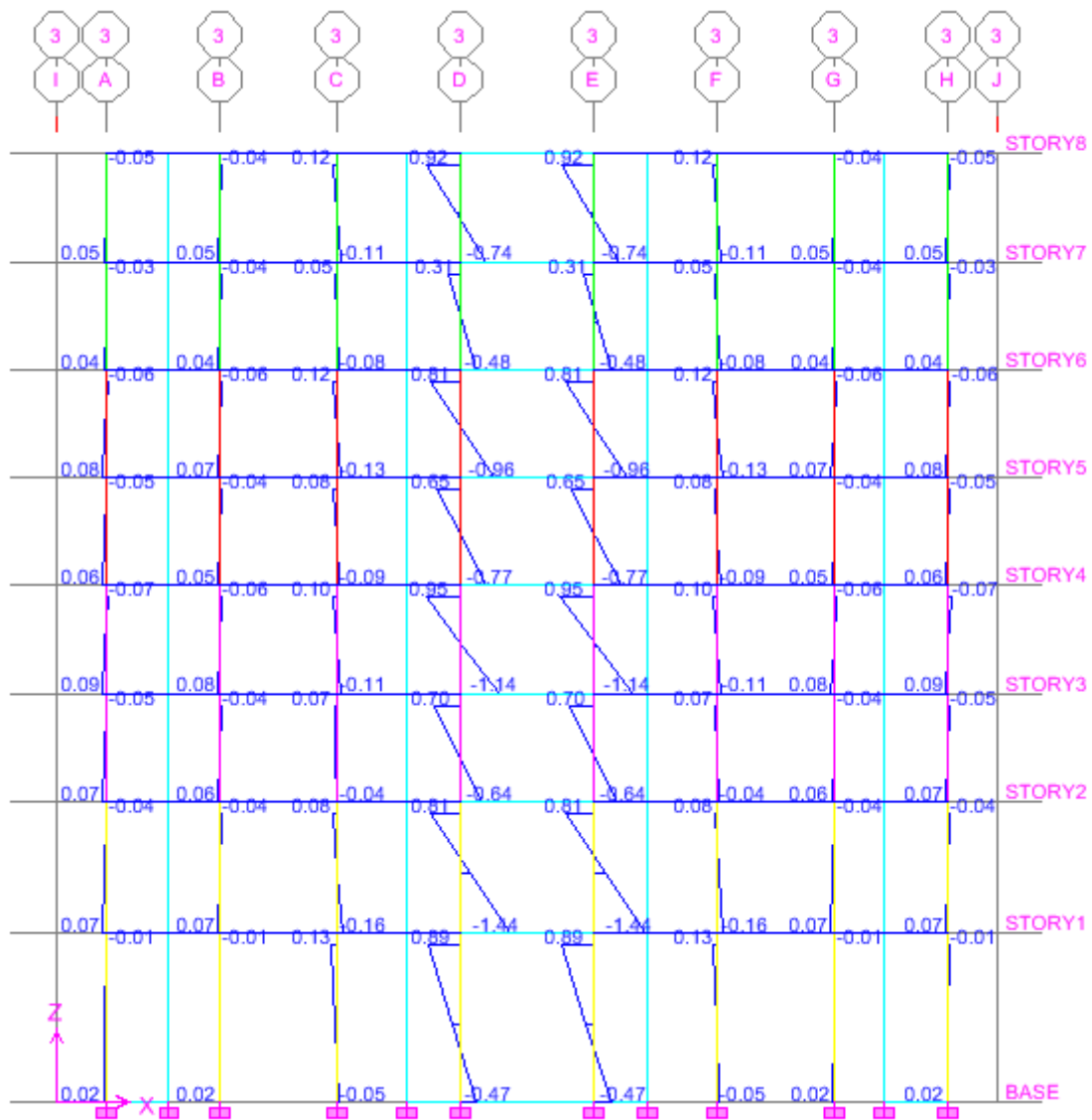
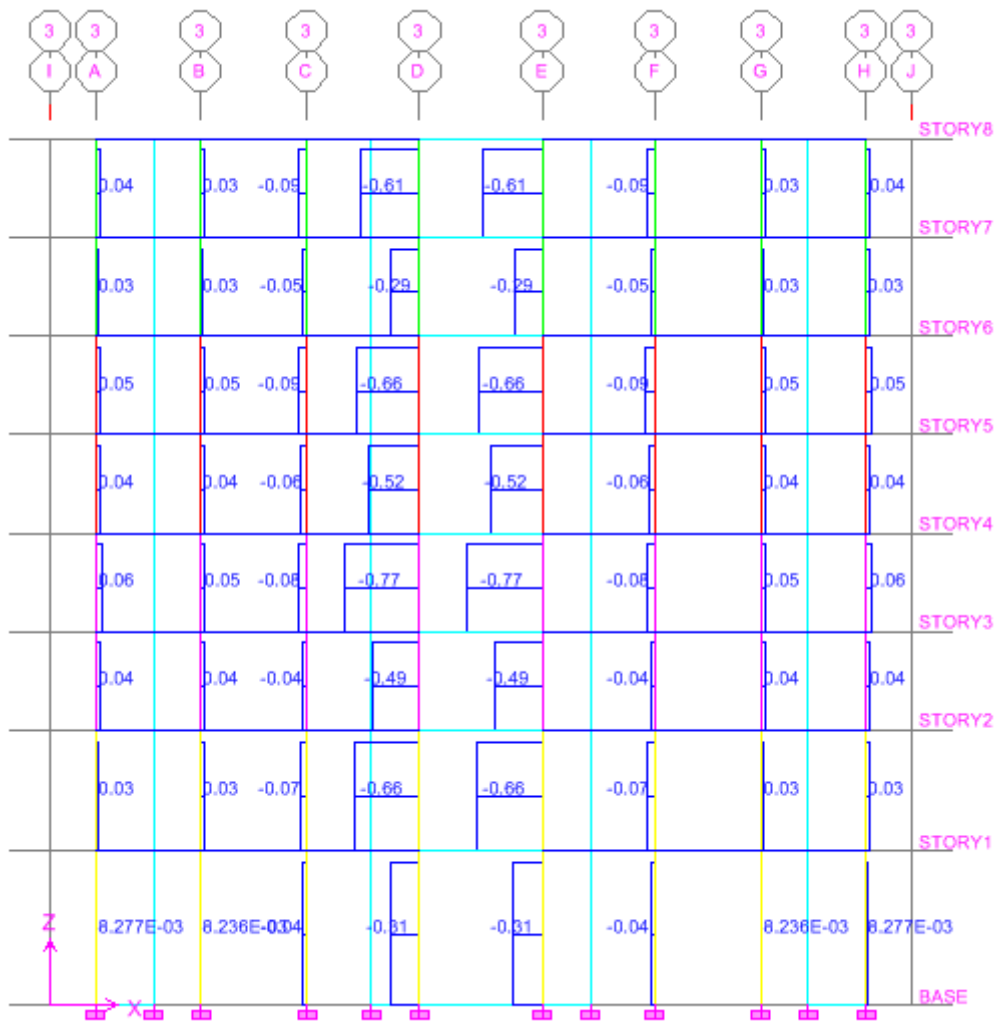


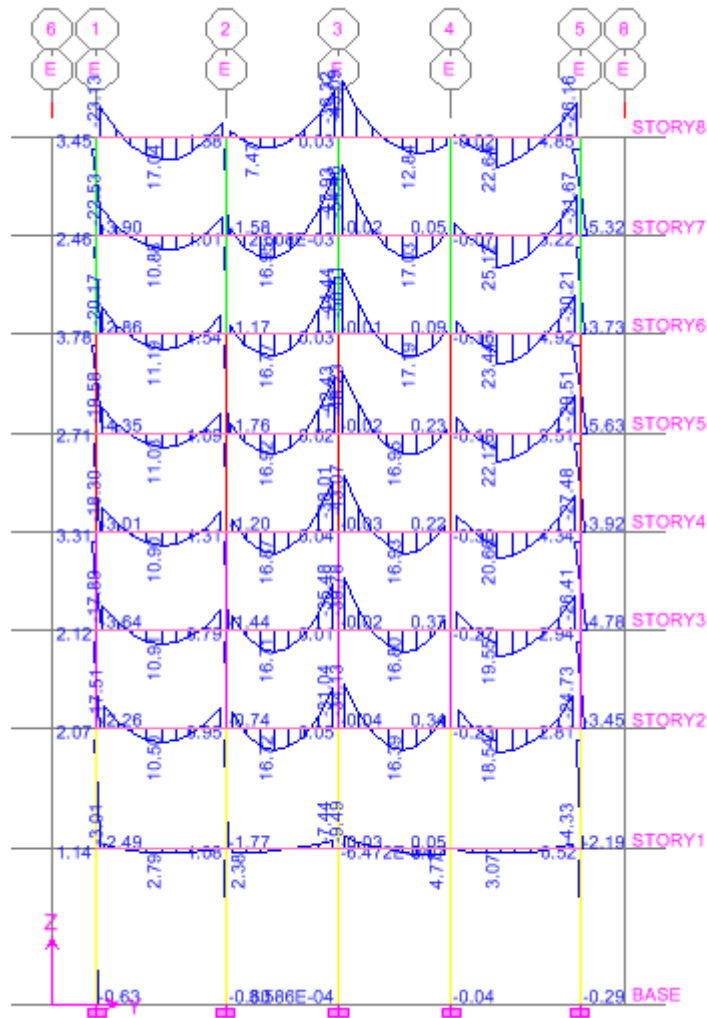
Fig VI-I-1-Diagramme des moments  $M_{33}$  du portique C à l'ELU



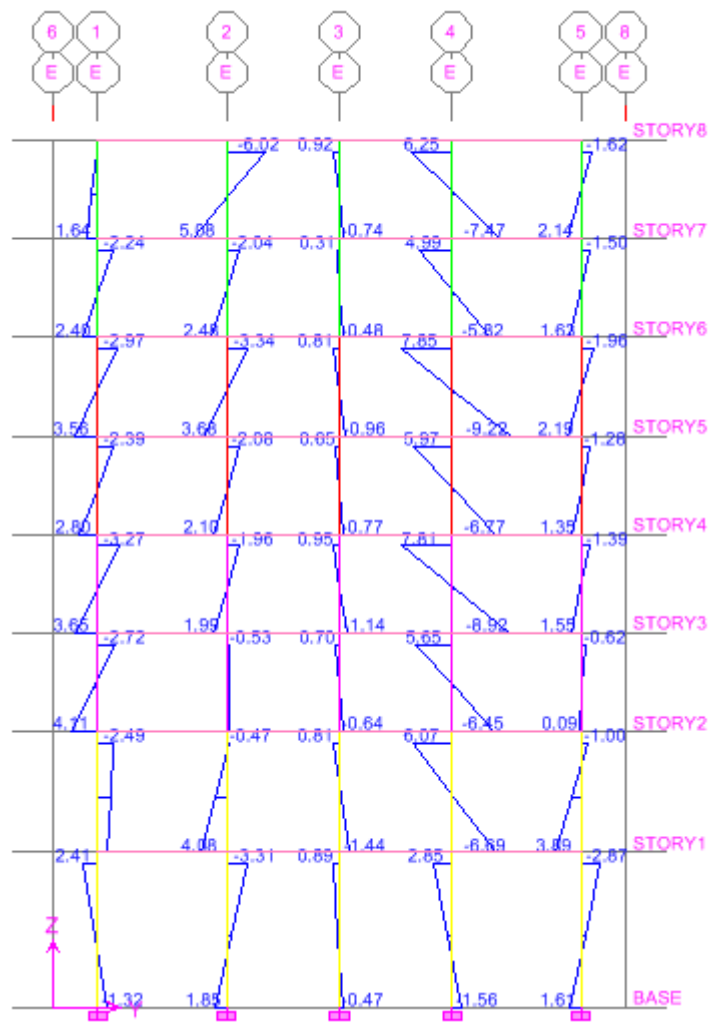
FigVI-I-2- Diagramme des moments  $M_{33}$  du portique C à l'ELU



FigVI-I-3- Diagramme des efforts normaux du portique C à l'ELU



FigVI-I-4- Diagramme des moments  $M_{33}$  du portique 5 à l'ELU



FigVI-I-5- Diagramme des moments  $M_{22}$  du portique 5 à l'ELU

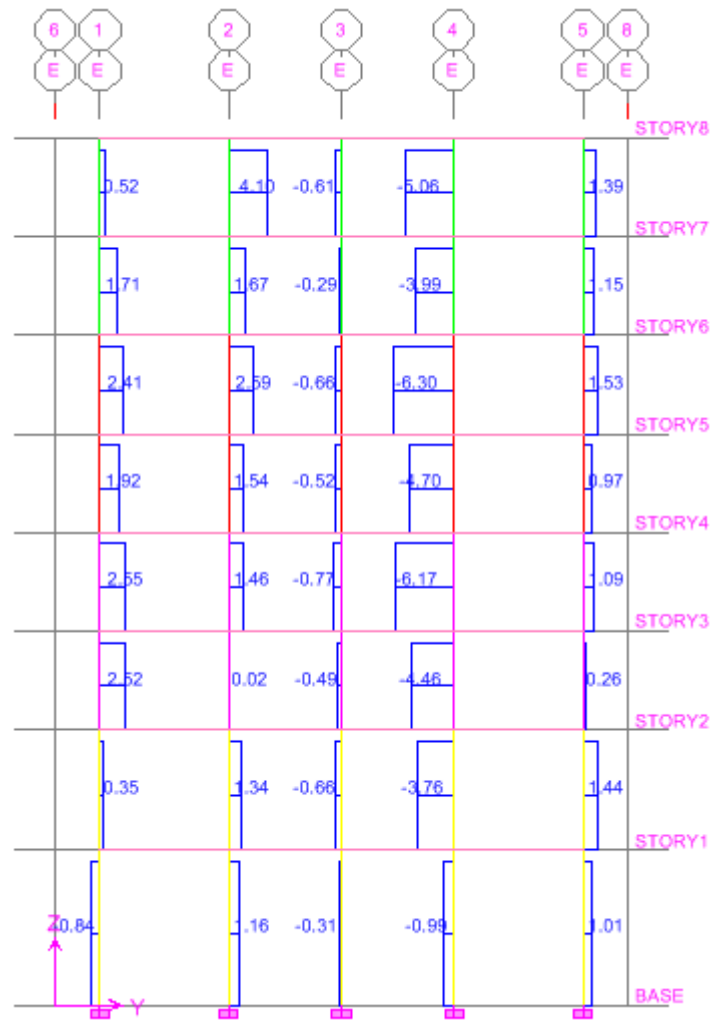


Fig VI-I-6- Diagramme des efforts normaux du portique 5 à l'ELU

**VI-I-2) Introduction :**

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis en procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums, qui seront donnés par les différentes combinaisons d'action ; respectivement en travées et aux appuis.

**VI-I-3) Les situations à considérer :**

Les poutres sont calculés en flexion simple sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

	$\gamma_s$	$\theta$	f28 (Mpa)	f <sub>bu</sub> (Mpa)	Fe(Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Situation durable	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	1	25	18,48	400	400

**VI-I-4) Les combinaisons à considérer :**

- |                 |                  |
|-----------------|------------------|
| 1) 1,35G + 1,5Q | ELU(BAEL91)      |
| 2) G + Q        | ELS(BAEL91)      |
| 3) 0,8 G ± E    | RPA99 (mod 2003) |
| 4) G + Q ± E    | RPA99 (mod 2003) |

**VI-I-5) Recommandation du RPA version 2003 :****a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1/RPA2003):**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.750 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- En zone courante : 4 %  
En zone de recouvrement : 6 %

⇒ **En zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

⇒ **En zone de recouvrement :**

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40  $\Phi$  (zone II a)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**a- Armatures transversales (Art 7.5.2.2/RPA2003):**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

$\Phi_1$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

**VI-I-6) Etape de calcul des armatures longitudinales :**

Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  » :

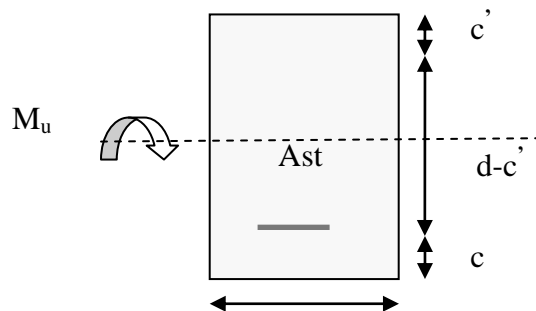
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  » :

**1er cas** :  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus (sans armatures comprimées ( $A's = 0$ )) :



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

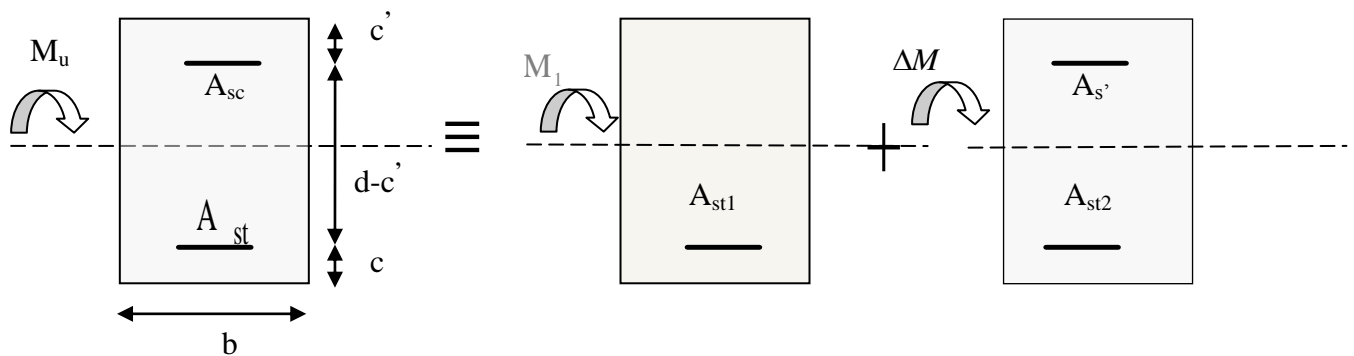
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$A_{sc} = 0.$$

**2<sup>ème</sup> cas :**  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

Cas ou la section comprend les armatures comprimées ( $A's \neq 0$ ) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives :



**Calcul de  $M_l$ :**

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_l \implies M_u = M_l + \Delta M$$

$$\text{Avec : } \Delta M = \Delta A_{sct} \times \sigma_{st} \times (d - c)$$

$$A_{sc} = 0 + \Delta A_{st}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{st}$$

$$\Delta A_{st} = \Delta A_{sc} = \frac{\Delta M}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c')}$$

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times \beta_l \times d} \implies A_{st} = \frac{\Delta M}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c')} + \frac{M_l}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times \beta_l \times d}$$

**Remarque:**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque étage et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Nous donnons ci-après les résultats sous forme de tableaux.

➤ **Exemple de calcul :**

PP (25 x35)

$$M_u = 16,908 \text{ KN} / m$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1690 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 18.48 \times 10^2} = 0.034 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.983$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1690 \times 10^3}{0.983 \times 33 \times 400 \times 10^2} = 1.30 \text{ cm}^2$$

**VI-I-7) Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :**

❖ **Ferrailage des poutres principales :**

Ferrailage en travées des poutres transversales à l'ELU (25x35)							
Niveaux	$M_{\max}$ (KN,cm)	$\mu$	Obs	$\beta$	AS (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_U$ adoptée
VIII	4309.300	0.111	SSA	0.942	3.983	3HA16	6.030
VII	5445.900	0.141	SSA	0.924	5.132	3HA16	6.030
VI	5051.400	0.131	SSA	0.930	4.729	3HA16	6.030
V	4823.000	0.124	SSA	0.934	4.496	3HA16	6.030
IV	4306.500	0.111	SSA	0.942	3.981	3HA16	6.030
III	3977.900	0.102	SSA	0.946	3.662	3HA16	6.030
II	3412.700	0.088	SSA	0.954	3.115	3HA16	6.030
I	948.800	0.024	SSA	0.988	0.836	3HA16	6.030

Ferrailage aux appuis des poutres transversales (25x35)							
Niveaux	Mmax (KN,cm)	$\mu$	Obs	$\beta$	Au (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	Au adoptée
VIII	4089.200	0.081	SSA	0.958	3.234	3HA12 + 3HA14	8.010
VII	5301.300	0.105	SSA	0.945	4.249	3HA12 + 3HA14	8.010
VI	5044.400	0.100	SSA	0.947	4.035	3HA12 + 3HA14	8.010
V	4929.600	0.098	SSA	0.948	3.939	3HA12 + 3HA14	8.010
IV	4531.100	0.090	SSA	0.953	3.602	3HA12 + 3HA14	8.010
III	4213.700	0.084	SSA	0.956	3.339	3HA12 + 3HA14	8.010
II	3613.500	0.072	SSA	0.963	2.843	3HA12 + 3HA14	8.010
I	1690.800	0.034	SSA	0.983	1.303	3HA12 + 3HA14	8.010

❖ Ferrailage des poutres secondaires :

Ferrailage aux appuis des poutres longitudinales (25x30)							
Niveaux	Mmax (KN,cm)	$\mu$	Obs	$\beta$	Au (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	Au adoptée
VIII	6129.500	0.169	SSA	0.906	6.040	3HA12 + 3HA14	8.100
VII	6742.200	0.186	SSA	0.896	6.718	3HA12 + 3HA14	8.100
VI	6954.300	0.192	SSA	0.892	6.960	3HA12 + 3HA14	8.100
V	6991.400	0.193	SSA	0.892	6.998	3HA12 + 3HA14	8.100
IV	6751.600	0.186	SSA	0.896	6.727	3HA12 + 3HA14	8.100
III	6219.200	0.172	SSA	0.905	6.136	3HA12 + 2HA14	6.470
II	5343.700	0.147	SSA	0.920	5.186	3HA12 + 2HA14	6.470
I	2825.800	0.078	SSA	0.959	2.630	3HA12 + 2HA14	6.470

VI-I-8) Vérification du BAEL 91 à l'ELU :

Ferrailage en travées des poutres longitudinales à l'ELU (25x30)							
Niveaux	M <sub>max</sub> (KN,cm)	$\mu$	Obs	$\beta$	Au (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>u</sub> adoptée
VIII	4613.300	0.166	SSA	0.909	5.208	2HA16+1HA14	5.560
VII	4965.800	0.178	SSA	0.901	5.500	2HA16+1HA14	5.560
VI	4749.600	0.170	SSA	0.906	5.380	2HA16+1HA14	5.560
V	4453.400	0.160	SSA	0.912	5.011	2HA16+1HA14	5.560
IV	3890.400	0.140	SSA	0.924	4.321	2HA16+1HA14	5.560
III	3363.800	0.120	SSA	0.936	3.688	3HA14	4.620
II	2661.600	0.096	SSA	0.949	2.878	3HA14	4.620
I	1324.400	0.048	SSA	0.975	1.394	3HA14	4.620

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

La section minimale des armatures longitudinale est : (BAEL 91)

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

✓ Poutres principales de (25 × 35) :  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires de (25 × 30) :  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$

D'ou : PP →  $A_s = 6,03 > A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2$

PS →  $A_s = 4,62 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$

⇒ Condition vérifiée

**b) Justification sous sollicitations d'effort tranchant :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise

conventionnellement égale à :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$  :  $T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à L'ELU.

✓ Poutres principales :  $\tau_u = \frac{67,25 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,815 \text{ MPa}$

✓ Poutres secondaires :  $\tau_u = \frac{57,57 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,822 \text{ MPa}$

**1) Vérification de la contrainte tangente du béton :** (Art 5.1, 211/BAEL 99)

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  (la fissuration est peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

✓ Poutres principales :  $\tau_u = 0,815 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

✓ Poutres secondaires :  $\tau_u = 0,822 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

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

Au droit d'un appui ou existe un moment M la section (A) des armatures inférieures

doit être telle que l'on ait :  $A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà du nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal  $V_u + \frac{M_u}{0,9d}$ .

$M_u$  : étant pris avec son signe, généralement négatif, et  $V_u$  effort tranchant à droite de l'appui

étant normalement positif, si on a  $V_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } 67.250 - \frac{54.459}{0,9 \times 0,33} = -97,78 < 0$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } 57.570 - \frac{49.658}{0,9 \times 0,28} = -139,48 < 0$$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \left( \frac{0,9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } T_u = 67,25 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \left( \frac{0,9 \times 33 \times 25 \times 2,5}{1,5} \right) = 495 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } T_u = 57,57 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \left( \frac{0,9 \times 28 \times 25 \times 2,5}{1,5} \right) = 420 \text{ KN}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art 6.1, 3/BAEL 99)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$U_i$  : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1,5$  pour les aciers à hautes adhérence

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

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 24,49 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{67,25 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,9} = 0,924 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_{se} = 0,924 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$  Condition vérifiée

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{57,57 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 244,9} = 0,933 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_{se} = 0,933 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$  Condition vérifiée

d) **Calcul de longueur de scellement droits des barres :** (art A.6.1.23/BAEL 91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,383 \text{ cm}$$

Avec :

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

La longueur mesurée hors crochets :  $L = 0,4 \times 56,437 = 22,575 \text{ cm}$

- **Armatures transversales :**

$$\phi \geq \frac{\phi}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

On prend des  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Nous opterons alors pour un cadre et un étrier.

- **Espacement des barres :**

**En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\} = \min \{8,75; 16,8\} = 8,75 \text{ cm}$$

$$St = 7 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \cdot 7 \cdot 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$  ; on prend (**1cadre + 1étrier**).

### VI-I-9) Vérification à L'ELS :

**a) ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure :**

1) **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

Avec :

$I_x$  : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_s'(y_1 - d')^2 + nA_s(d - y_1)^2$$

$y_1$  : Position de l'axe neutre, donné par l'équation :

$$\frac{b}{2} \times y_1^3 - nA_s'(y_1 - d') - nA_s(d - y_1) = 0$$

**Remarque :**

On peut aussi utiliser la méthode par tableau qui permet d'effectuer avec rapidité et précision le calcul des contraintes  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_s$  :

- ✓ On détermine  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$
- ✓ Déduire les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .
- ✓ Les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_u}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres transversales (25x35)**

Niveaux	M <sub>Smax</sub> (KN,cm)	A <sub>U</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma_{bc}}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	Obs
VIII	2622.100	6.030	0.730	0.876	25.423	15.042	0.591	1.500	vérifiée
VII	3458.800	6.030	0.730	0.876	25.423	19.842	0.780		vérifiée
VI	3207.300	6.030	0.730	0.876	25.423	18.399	0.723		vérifiée
V	3061.900	6.030	0.730	0.876	25.423	17.565	0.690		vérifiée
IV	2742.700	6.030	0.730	0.876	25.423	15.734	0.618		vérifiée
III	2559.600	6.030	0.730	0.876	25.423	14.683	0.577		vérifiée
II	2239.100	6.030	0.730	0.876	25.423	12.845	0.505		vérifiée
I	539.900	6.030	0.730	0.876	25.423	3.097	0.122		vérifiée

**vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres transversales (25x35)**

Niveaux	M <sub>Smax</sub> (KN,cm)	A <sub>U</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma_{bc}}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	Obs
VIII	3108.900	8.010	0.971	0.862	21.342	16.081	0.753	1.500	vérifiée
VII	3930.200	8.010	0.971	0.862	21.342	20.329	0.952		vérifiée
VI	3645.500	8.010	0.971	0.862	21.342	18.856	0.883		vérifiée
V	3480.100	8.010	0.971	0.862	21.342	18.000	0.843		vérifiée
IV	3106.800	8.010	0.971	0.862	21.342	16.069	0.752		vérifiée
III	2869.300	8.010	0.971	0.862	21.342	14.841	0.695		vérifiée
II	2460.900	8.010	0.971	0.862	21.342	12.729	0.596		vérifiée
I	687.100	8.010	0.971	0.862	21.342	3.554	0.166		vérifiée

vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres longitudinales (30x35)									
Niveaux	M <sub>Smax</sub> (KN,cm)	A <sub>U</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>S</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	σ̄ <sub>bc</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	Obs
VIII	1441.100	5.560	0.794	0.848	24.292	10.916	0.449	1.500	vérifiée
VII	1759.000	5.560	0.794	0.848	24.292	13.324	0.548		vérifiée
VI	1799.400	5.560	0.794	0.848	24.292	13.630	0.561		vérifiée
V	1831.900	5.560	0.794	0.848	24.292	13.876	0.571		vérifiée
IV	1637.000	5.560	0.794	0.848	24.292	12.399	0.510		vérifiée
III	1479.100	4.620	0.661	0.881	27.020	12.978	0.534		vérifiée
II	1187.600	4.620	0.661	0.881	27.020	10.421	0.428		vérifiée
I	312.800	4.620	0.661	0.881	27.020	2.745	0.113		vérifiée

vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres longitudinales (30x35)									
Niveaux	M <sub>S Max</sub>	A <sub>U</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>S</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	Obs
VIII	3329.300	8.100	1.157	0.853	19.042	17.209	0.903	1.500	vérifiée
VII	3583.600	8.100	1.157	0.853	19.042	18.523	0.972		vérifiée
VI	3427.300	8.100	1.157	0.853	19.042	17.715	0.930		vérifiée
V	3213.000	8.100	1.157	0.853	19.042	16.608	0.872		vérifiée
IV	2805.500	8.100	1.157	0.853	19.042	14.501	0.761		vérifiée
III	2425.000	6.470	0.924	0.864	21.960	14.486	0.659		vérifiée
II	1916.600	6.470	0.924	0.864	21.960	11.449	0.521		vérifiée
I	952.600	6.470	0.924	0.864	21.960	5.691	0.259		vérifiée

3) Vérification de la flèche : (Art.B.6.5.2/ BAEL91)

Le calcul des déformations est notamment effectué pour évaluer les flèches des poutres dans le but de fixer des contres flèches à la construction, ou de limiter les déformations en service.

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{A_s \times f_e}{b \times d} < 4.2 \qquad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

M<sub>0</sub> : Moment max isostatiques  $q_{max} \frac{l^2}{8}$ .

M<sub>t</sub> : Moment max à l'ELS à partir du logiciel.

A : Section d'acier tendue adoptée en travée.

L : Portée libre de la poutre.

f<sub>e</sub> : limite élastique des aciers.

❖ Vérification des conditions :

	1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition	3 <sup>ème</sup> condition	Vérifiée
<b>Poutres principales</b>	$\frac{35}{400} = 0.087 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	$2.92 < 4.2$	$0.087 > 0.0849$	Oui
<b>Poutres secondaires</b>	$\frac{30}{380} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$	$3.17 < 4.2$	$0.079 < 0.091$	Nom

Poutres principales :

$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$ ,  $M_0 = 64.07 \text{ KN.m}$ ,  $M_t = 54.459 \text{ KN.m}$ .

Poutres secondaires :

$A_s = 5.56 \text{ cm}^2$ ,  $M_0 = 54.42 \text{ KN.m}$ ,  $M_t = 49.658 \text{ KN.m}$ .

❖ Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées pour la poutre principale, mais pour la poutre secondaire ils ne sont pas vérifiés il faut donc vérifier la flèche.

➤ Calcul de la flèche :

On doit vérifier la flèche admissible comme suit : (BAEL99 (Art.6.5.2))

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500}$

La valeur de la flèche est :  $f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$

Avec :  $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :  $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

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

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

$\rho$  : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures).  $\rho = \frac{A}{b \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tendus :  $\sigma_s$  est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :  $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$  ;  $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

❖ Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après.

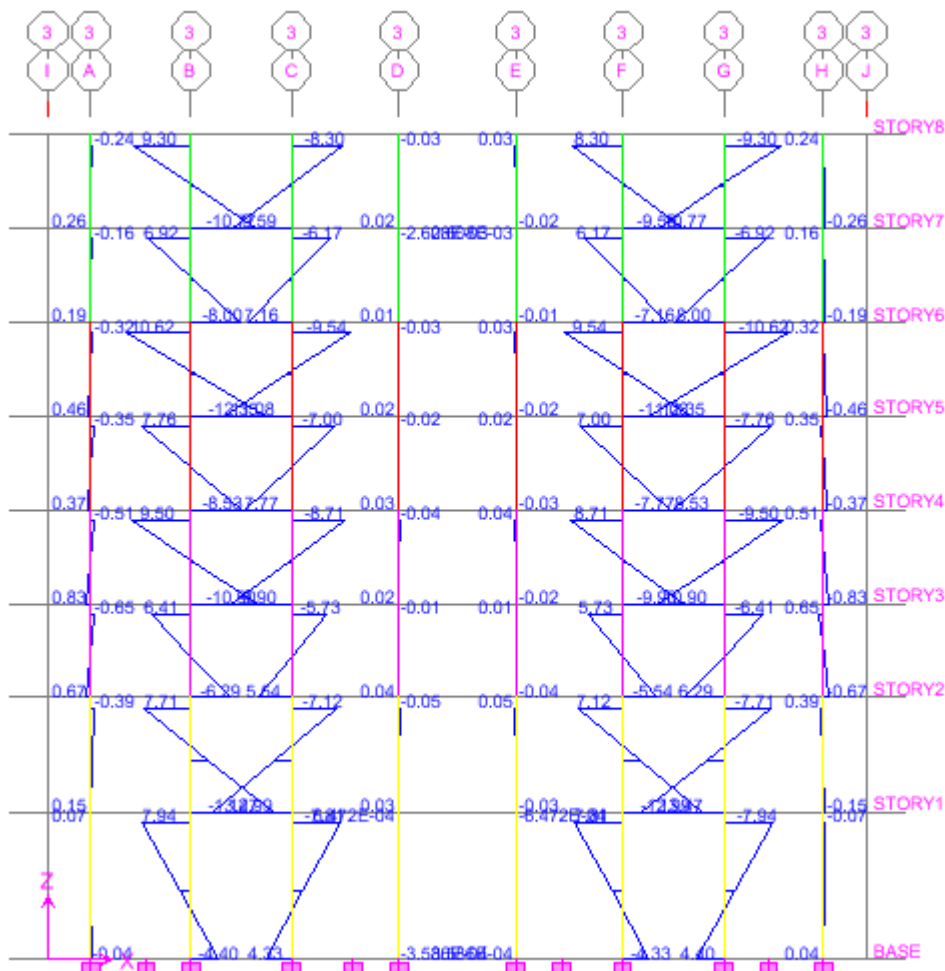
NIV	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	λv	σs(Mpa)	μ	Io (cm <sup>4</sup> )	Ifv (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	f̄(mm)	obs.
VIII	14.41	350	10818,87	5.560	0,0079	1.063	109.16	0,493	70344,600	50771.696	3.213	7	vérifier
VII	17.59	350		5.560	0,0079	1.063	133.24	0,584	70344,600	47741.511	4.172	7	vérifier
VI	17.99	350		5.560	0,0079	1.063	136.30	0,593	70344,600	47471.815	4.266	7	vérifier
V	18.32	350		5.560	0,0079	1.063	138.76	0,600	70344,600	47182.354	4.369	7	vérifier
IV	16.37	350		5.560	0,0079	1.063	123.99	0,553	70344,600	48666.075	3.808	7	vérifier
III	14.79	350		4.620	0,0066	1.272	129.78	0,573	67961.700	43212.642	3.875	7	vérifier
II	11.87	350		4.620	0,0066	1.272	104.21	0,468	67961.700	46870.138	2.867	7	vérifier
I	31.28	350		4.620	0,0066	1.272	27.45	1,019	67961.700	32645.358	1.084	7	vérifier

**VI-II) Ferraillage des poteaux :**

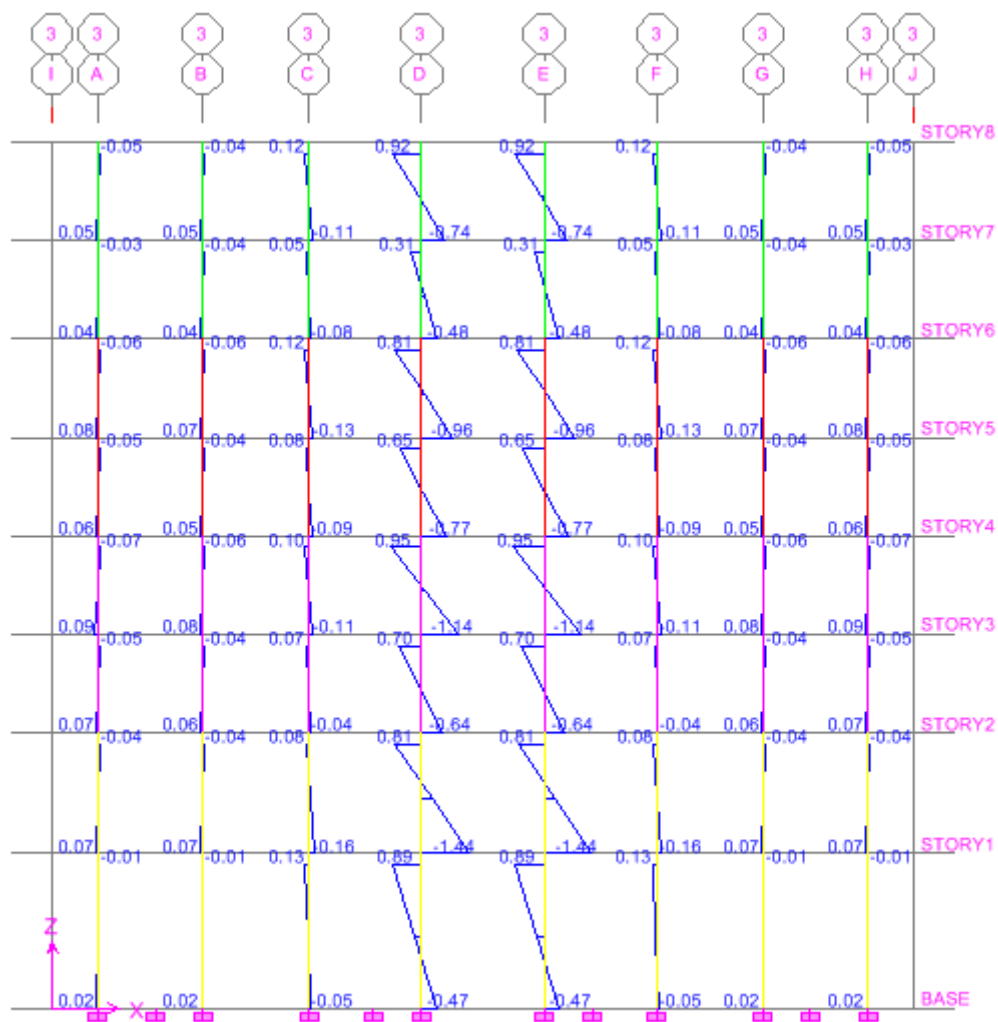
**VI-II-1) Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes dans les poutres se fera grâce à la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel ETABS.

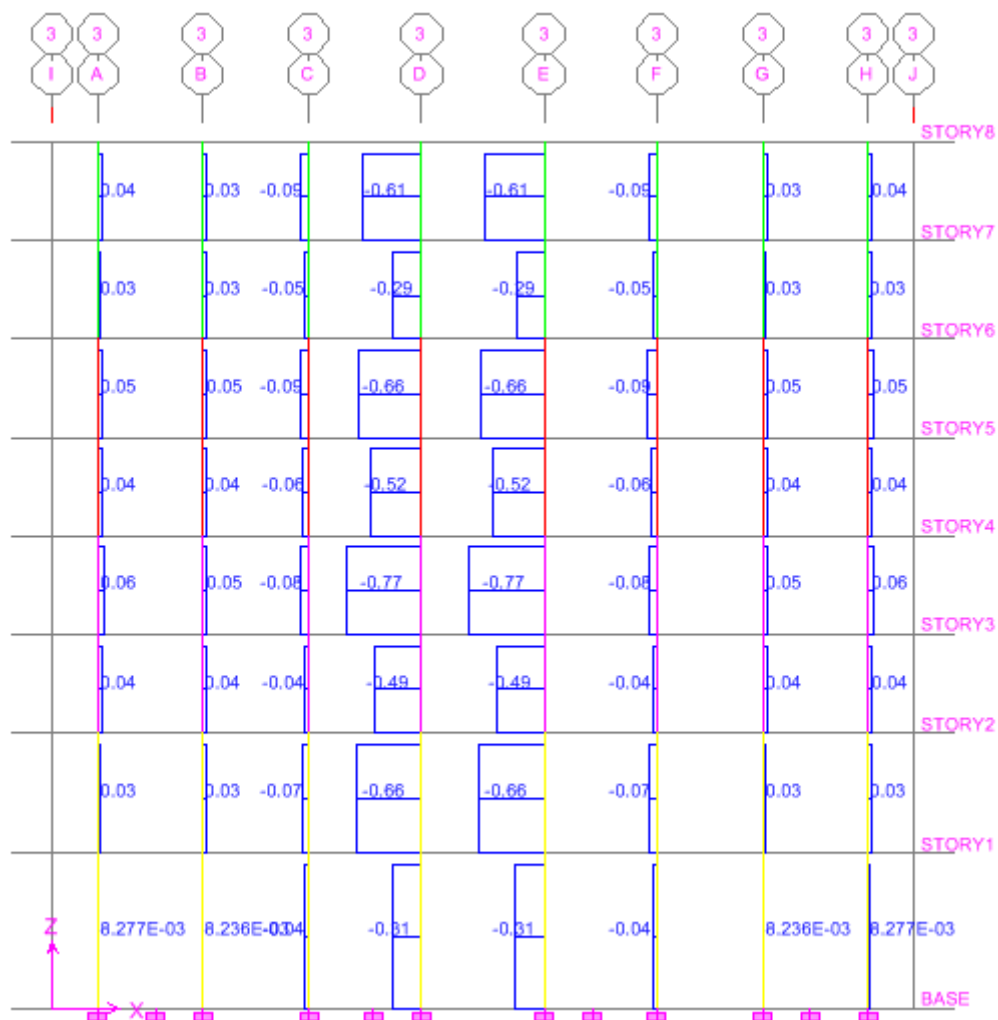
❖ Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :



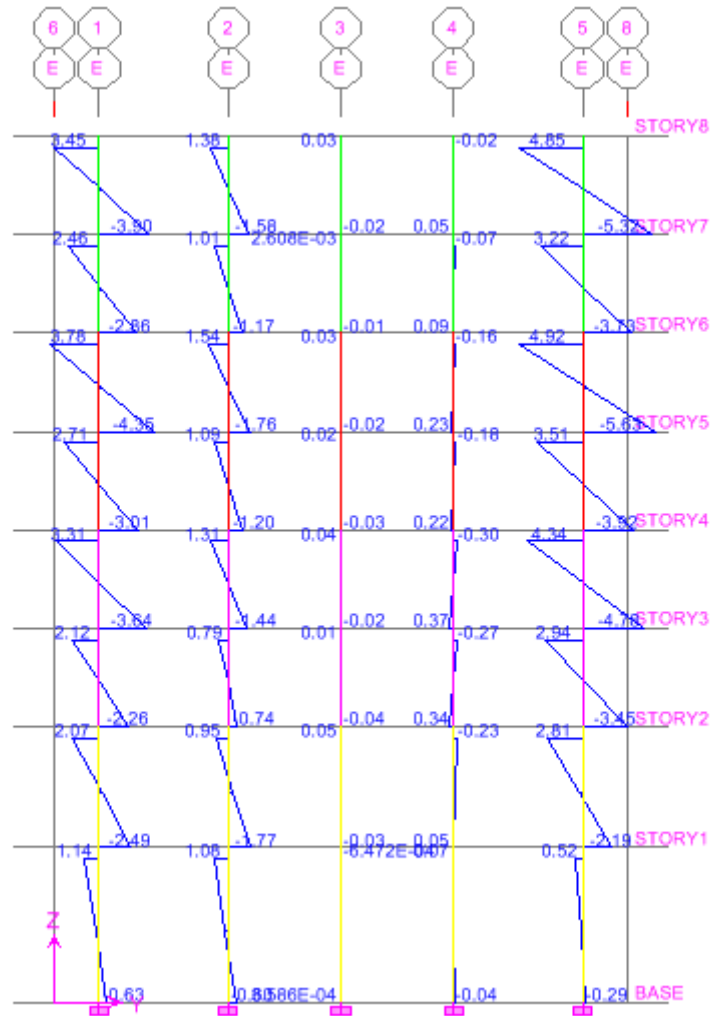
FigVI-II-1- Diagramme des moments  $M_{33}$  du portique C à L'ELU



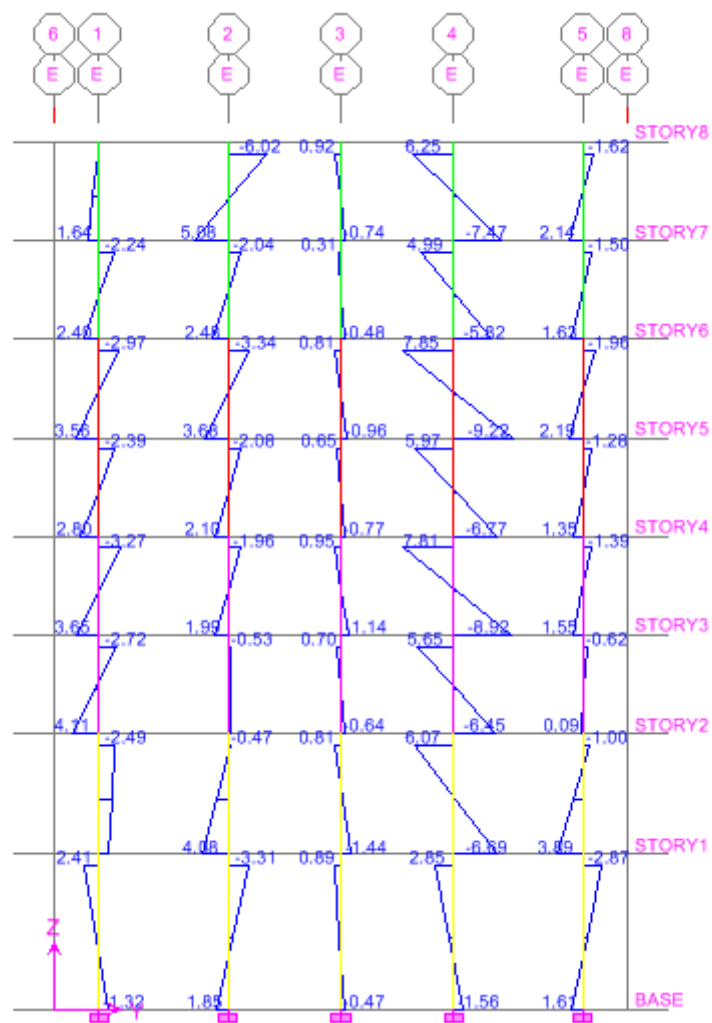
FigVI-II-2- Diagramme des moments M<sub>22</sub> du portique C à l'ELU



FigVI-II-3- Diagramme des efforts normaux du portique C à l'ELU



FigVI-II-4- Diagramme des moments  $M_{33}$  du portique 5 à l'ELU



FigVI-II-5- Diagramme des moments  $M_{22}$  du portique 5 à l'ELU

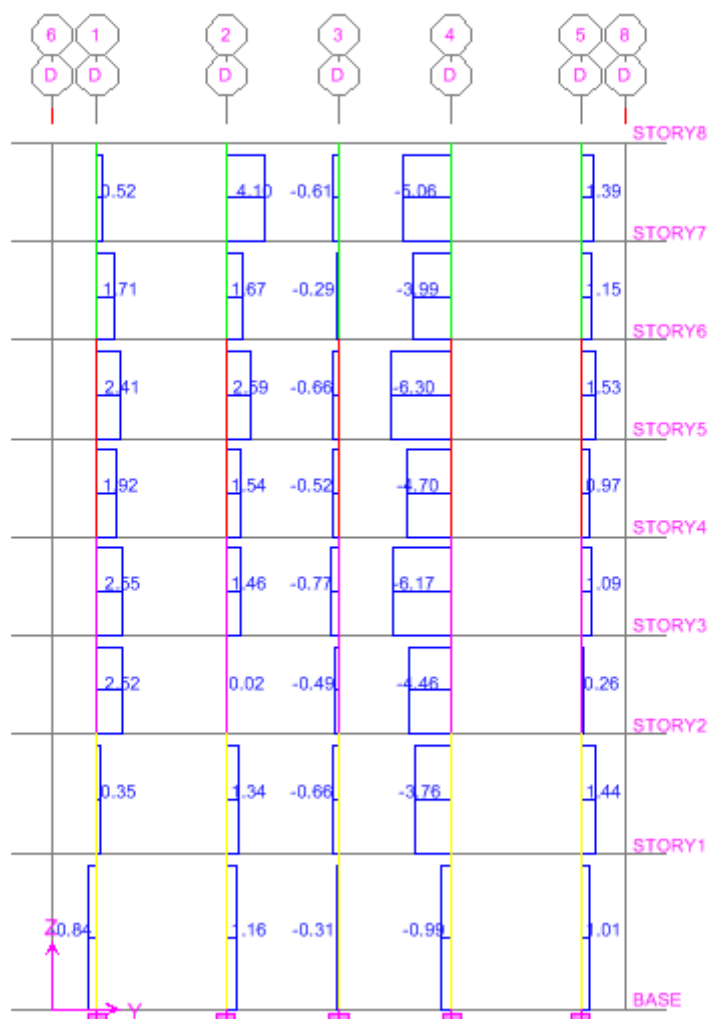


Fig VI-II-6- Diagramme des efforts normaux du portique 5 à l'ELU

**VI-II-2) Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (Mpa)	Fe(Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

Les combinaisons à considérés dans le calcul sont :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS.
- G+Q+E → RPA 99 révisée 2003.
- 0.8G+E → RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**VI-II-2-1) Recommandation du RPA 2003 :**

- **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0.80 % de la section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (25x25)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 25 \times 25 = 5 \text{cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (25x25)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 25 = 25 \text{cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (25x25)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 25 = 37.5 \text{cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de  $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

➤ **Les armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

1- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

**Avec :**

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min} \text{ 15 cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2- La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

3- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi$  cheminées  $> 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^0$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{\min}$ .

➤ **Calcul du ferraillage :**

➤ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumis; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M}{N} > \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures soumis, soit à un effort de la traction ou à un effort de la compression, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} \geq N (d - c') - M_f \rightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

Avec :

$$g = e + \left( \frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si « N » étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left( \frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si « N » étant un effort de traction.}$$

• **Détermination des armatures :**

▪ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N \times \left( \frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

▪ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si :  $\mu_f \leq 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée ( $A' = 0$ )

▪ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

▪ **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (+) \text{ si } N : \text{ Effort de traction} \\ (-) \text{ si } N : \text{ Effort de compression} \end{cases}$$

Si  $\mu_f \geq 0,392 \Rightarrow$  Section doublement armée ( $A' \neq 0$ )

**1- Armatures en flexion simple :**

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \sigma'_{st}}$$

$$A'_f = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_{st}} + A'_f \frac{\sigma'_{st}}{\sigma_{st}}$$

**2- Armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

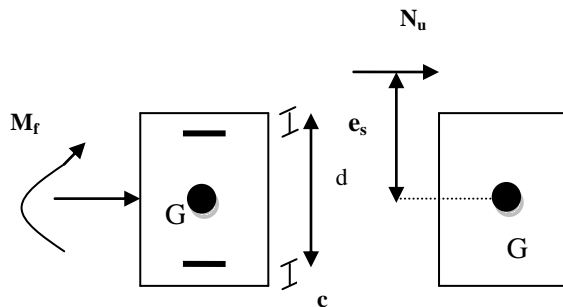


Figure VII-7 : Les moments exerçant sur les poteaux

➤ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$e = \frac{M}{N} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} < N \times (d - c') - M_f \Rightarrow \text{ Pour une section rectangulaire}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

$N \times (d - c') - M_f \geq (0,5 \times h - c') \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow$  Section doublement armée (S.D.A).

$$A_1 = \frac{M_f (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad (\text{Comprimée})$$

$$A_s = \frac{N - (b \times h \times f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1 \quad (\text{Tendue}).$$

Avec :

$N_c$  : Effort normal de compression.

$A_1$  : Armatures comprimées.

$A_s$  : Armatures tendues

**2<sup>eme</sup> cas :**

$N \times (d - c') - M_f \leq (0,5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow$  Section simplement armée (S.S.A).

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

- **Efforts normaux :**

$N > 0$  : traction.

$N < 0$  : compression.

➤ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$A_1 = \frac{N \cdot a}{\sigma_s (d - c')} \quad \text{Avec : } a = \frac{h}{2} - e_u - c$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} - A_1$$

- **Compression pure (Centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (\text{Excentricité nulle})$$

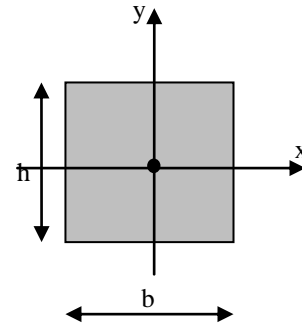
Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

• **Longueur de flambement :**

$l_f$  : Dépend de la nature des appuis.

$l_f = 0.7 l_0$  (encastrement).

$l_0$ : Longueur libre.



• **Rayon de giration:**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$I$  : Moment d'inertie :  $\frac{b \times h^3}{12}$  (plan // au petit côté).

$B$  : Section du poteau :  $B = h \times b$

Dans notre cas les poteaux sont carrés ( $b = h$ ) donc :

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$

• **Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda$  :**

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

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{L'état limite de stabilité de forme.}$$

• **Calcul des armatures:**

$$N_u \leq \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \sigma_s \right)$$

$B_r$  : Représentation de l'aire obtenue en réduisant de la section droite du poteau 1cm de toute sa périphérie.

$$A_s = \max (A_{s1} ; A_{s2})$$

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

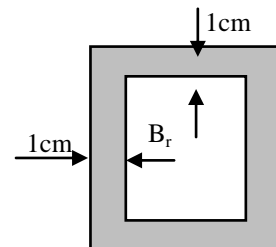


Figure VII-8 : La section étudiée dans le poteau

- Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours «  $\alpha$  » doit être divisé par 1.1

**Nu** : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

### VI-II-2-2) Vérifications à l'ELS :

- Si  $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si  $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec :

**M<sub>ser</sub>** : Moment de flexion à l'ELS.

**N<sub>ser</sub>** : L'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

**V<sub>2</sub>** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right]; \quad V_2 = h - V_1$$

$$I_0 : \text{Moment d'inertie de la section homogène } I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c)^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

#### ➤ **S.E.C :**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B_0} + M_G \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

#### ➤ **S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton  $\sigma_{bc}$ , on détermine la position de l'axe neutre:  $y_1 = y_2 + c$

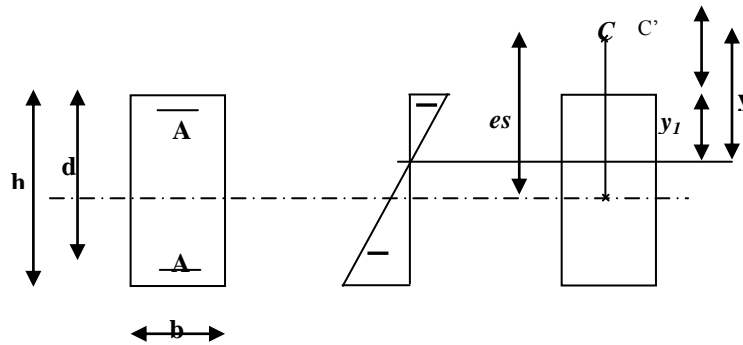
$y_1^2$  : est déterminé par l'équation suivante :  $y_1^2 = p y_2 + q = 0$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

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

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90.A(d - c)^2}{b}$$



Avec :

$c'$  : enrobage.

$c$ : Distance du centre de pression  $c$  à la fibre le plus comprimée ( $c = d - e_a$ ).

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

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

Si  $\Delta \geq 0$ :  $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y = u - \frac{P}{3 \times u}$

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; \quad y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) ; \quad y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour  $y$  celle qui donne :  $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

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

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A \times (d - Y_{SER}) + A' \times (Y_{er} - c')^2]$$

La section est effectivement partiellement comprimée si :  $\sigma_s \geq 0$

Niveau	comb	$N_{\max}$ (KN)	$M_2$ (KN.m)	$M_3$ (KN.m)	$M_2^{\max}$ (KN.m)	$N_{\text{cor}}$ (KN)	$M_3^{\max}$ (KN.m)	$N_{\text{corr}}$ (KN)
Sous-sol (40X40)	ELU	1205.52	3.308	1.078	10.073	840.16	1.078	1205.52
	GQE	913.38	10.065	0.027				
	0.8GE	840.16	10.073	0.018				
RDC (40X40)	ELU	1036.75	6.687	0.055	21.929	786.07	0.871	786.07
	GQE	786.07	21.929	0.871				
	0.8GE	607.53	20.979	0.048				
1 <sup>ère</sup> étage (35X35)	ELU	870.66	8.457	0.22	17.677	425.29	0.481	660.11
	GQE	660.11	17.656	0.481				
	0.8GE	425.29	17.677	0.271				
2 <sup>ème</sup> étage (35X35)	ELU	714.98	8.921	0.371	22.75	541.04	0.941	541.04
	GQE	541.04	22.75	0.941				
	0.8GE	349.06	22.43	0.346				
3 <sup>ème</sup> étage (30X30)	ELU	560.59	6.771	0.221	16.24	422.94	0.633	422.94
	GQE	422.94	16.24	0.633				
	0.8GE	273.45	15.216	0.148				
4 <sup>ème</sup> étage (30X30)	ELU	410.49	9.221	0.226	20.335	308.5	0.745	308.5
	GQE	308.5	20.335	0.745				
	0.8GE	200.77	17.948	0.194				
5 <sup>ème</sup> étage (25X25)	ELU	260.32	5.821	0.093	11.936	194.85	0.403	194.85
	GQE	194.85	11.936	0.403				
	0.8GE	128.91	10.335	0.396				
6 <sup>ème</sup> étage (25X25)	ELU	112.17	7.47	0.053	14.26	83.97	0.455	59.81
	GQE	83.97	14.26	0.438				
	0.8GE	59.81	12.263	0.455				

### VI-II-3) Les sollicitations dans les poteaux :

Les différentes sollicitations sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

#### VI-II-3-1) Exemple de calcul :

❖ Sens transversal (Selon le moment  $M_2$ ) :

Sous-sol (40\*40) :

$$N_{\max} = 1205,52 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 3,308 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 840,16 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 10,073 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 840,16 \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 10,073 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,308}{401205,52} \times 10^2 = 0,274$$

$$\text{et : } \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2 = 18$$

$$e = 0,274 < \left( \frac{h}{2} - c \right) = 18$$

➤ Le calcul de :  $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \times \left( \frac{h}{2} - c \right)$

et :  $d = h - c = 0.4 - 0.02 = 0.38 \text{ m}$

$$M_f = 3,308 + 1205,52 \times \left( \frac{0,4}{2} - 0,02 \right) = 220,302 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1205,52 - 220,302 = 213,685 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 728.858 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 213,685 < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 728.858 \text{ KN.m}$$

**=> SEC**

➤ Vérification de l'équation suivante:

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.4 - 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 408.96 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1205,52 - 220,302 = 213,685 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 213,685 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 408.96 \text{ KN.m}$$

**=> SSA**

## ➤ Calcul des armatures:

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{0.357 \sigma_{st} - \frac{N(d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}$$

Avec:  $\psi = \frac{0.8571 - \frac{c}{h}}{0.3571 + \frac{1205,52(0.38 - 0.02) - 220,302}{0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}}$

$$\psi = \frac{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}}{0.3571 + \frac{1205,52(0.38 - 0.02) - 220,302}{0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}} = 0,733$$

$$A_1 = \frac{1205,52 - 0,733 \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{34.8 \times 10^3} = -0.0132$$

$$\Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{et : } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections.

❖ Sens longitudinal (Selon le moment  $M_3$ ) :

Sous-sol : (40\*40) :

$$N_{\max} = 1205,52 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 1,078 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 840,16 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 0,018 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1205,52 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 1,078 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,078}{1205,52} \times 10^2 = 0,089$$

$$\text{et : } \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2 = 18$$

$$e = 0,274 < \left( \frac{h}{2} - c \right) = 18$$

➤ **Le calcul de :**  $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$

et :  $d = h - c = 0.4 - 0.02 = 0.38 \text{ m}$

$$M_f = 1,078 + 1205,52 \times \left(\frac{0,4}{2} - 0,02\right) = 218,072 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1205,52 - 218,072 = 215,915 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 728.858 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 215,915 < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 728.858 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  **SEC**

➤ **Vérification de l'équation suivante:**

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.4 - 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 408.96 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1205,52 - 218,072 = 215,915 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 215,915 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 408.96 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  **SSA**

➤ **Calcul des armatures:**

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1205,52(0.38 - 0.02) - 218,072}{0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}} = 0,737$$

$$A_1 = \frac{1205,52 - 0,737 \times 0,4 \times 0,4 \times 14,2 \times 10^3}{34,8 \times 10^3} = -0,0135$$

$$\Leftrightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{et : } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

**On suit les mêmes étapes avec le reste des sections**

**Remarque :**

D'après le calcul des armatures dans les deux sens on a obtenu le résultat suivant :

$A_1 = A_s = 0$  alors on va ferrailer avec la section minimal de RPA

La section du RPA est donnée par la formule suivante : **0.8% x b x h**

Le ferrailage des autre sections de poteaux est fais par un calcul automatique a l'aide de logiciel «**socotec**»

Les résultats sont obtenus dans les tableaux suivants :

VI-II-3-2) Poteaux transversaux sens (x-x) :

Niveaux	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN,m)	e (cm)	(h/2)-c (cm)	M <sub>r</sub> (KN.m)	Nature	Obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix (As) (cm <sup>2</sup> )
I	(40x40)	N <sub>max</sub>	1205,52	3,308	0.274	18.00	220.301	SEC	SSA	0.00	0.00	12.80	4HA16+4HA16 = 16.08
		N <sub>min</sub>	840,16	10,073	1.198	18.00	161.301	SEC	SSA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	840,16	10,073	1.198	18.00	161.301	SEC	SSA	0.00	0.00		
II	(40x40)	N <sub>max</sub>	1036,75	6,687	0.645	18.00	193.302	SEC	SSA	0.00	0.00	12.80	4HA16+4HA14 = 14.19
		N <sub>min</sub>	607,53	20,979	3.453	18.00	130.334	SEC	SSA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	786,07	21,929	2.789	18.00	163.422	SEC	SSA	0.00	0.00		
III ;VI	(35x35)	N <sub>max</sub>	714,98	8,921	1.247	15.50	119.743	SEC	SSA	0.00	0.00	9.80	4HA14+4HA12 = 10.67
		N <sub>min</sub>	273,45	15,216	5.564	15.50	57.601	SEC	SSA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	541,04	22,750	4.204	15.50	106.611	SEC	SSA	0.00	0.00		
V; VI	(30x30)	N <sub>max</sub>	560,59	6,771	1.207	13.00	79.647	SEC	SSA	0.00	0.00	7.20	4HA12+4HA12 = 9.04
		N <sub>min</sub>	200,77	17,948	8.939	13.00	44.048	SEC	SSA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	308,50	20,335	6.591	13.00	60.44	SEC	SSA	0.00	0.00		
VII ; VIII	(25x25)	N <sub>max</sub>	260,32	5,821	2.236	10.50	33.155	SEC	SSA	0.00	0.00	5	8HA12= 9.04
		N <sub>min</sub>	59,81	12,263	20.50	10.50	18.543	SPC	SDA	0.00	0.91		
		M <sub>max</sub>	83,97	14,260	16.98	10.50	23.077	SPC	SDA	0.00	0.82		

**VI-II-3-3) Poteaux longitudinal sens (y-y) :**

Niveaux	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN,m)	e (cm)	(h/2)-c (cm)	M <sub>r</sub> (KN.m)	Nature	Obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix (As) (cm <sup>2</sup> )
I	(40x40)	N <sub>max</sub>	1205,52	1.078	0.089	18.00	218.072	SEC	SSA	0.00	0.00	12.80	4HA16+4HA16 = 16.08
		N <sub>min</sub>	840,16	0.018	0.002	18.00	151.247	SEC	SSA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	1205,52	1.078	0.128	18.00	218.072	SEC	SSA	0.00	0.00		
II	(40x40)	N <sub>max</sub>	1036,75	0.055	0.005	18.00	186.67	SEC	SSA	0.00	0.00	12.80	4HA16+4HA14 = 14.19
		N <sub>min</sub>	607,53	0.048	0.007	18.00	109.403	SEC	SSA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	786,07	0.876	0.111	18.00	142.368	SEC	SSA	0.00	0.00		
III ;VI	(35x35)	N <sub>max</sub>	714,98	0.371	0.052	15.50	111.193	SEC	SSA	0.00	0.00	9.80	4HA14+4HA12 = 10.67
		N <sub>min</sub>	273,45	0.148	0.054	15.50	42.533	SEC	SSA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	541,04	0.941	0.174	15.50	84.802	SEC	SSA	0.00	0.00		
V; VI	(30x30)	N <sub>max</sub>	560,59	0.221	0.039	13.00	73.098	SEC	SSA	0.00	0.00	7.20	4HA12+4HA12 = 9.04
		N <sub>min</sub>	200,77	0.194	0.097	13.00	26.294	SEC	SSA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	308,50	0.745	0.241	13.00	40.85	SEC	SSA	0.00	0.00		
VII ; VIII	(25x25)	N <sub>max</sub>	260,32	0.093	0.036	10.50	27.427	SEC	SSA	0.00	0.00	5	8HA12= 9.04
		N <sub>min</sub>	59,81	0.455	0.761	10.50	6.746	SPC	SDA	0.00	0.00		
		M <sub>max</sub>	59,81	0.455	0.761	10.50	6.746	SPC	SDA	0.00	0.00		

**VI-II-4) Vérification à l'ELU :**➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

**1- Diamètre des aciers :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$\phi_t$  : Diamètre max des armatures transversales.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

**2- Espacement des armatures : (Art7.4.2,2/RPA99) :**

- En zone nodale : (zone IIa)

$$S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante : (zone IIa)

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**3- Longueurs de recouvrement : (Art7.5.2.1 RPA/99) :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad (\text{Zone IIa})$$

**4-Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.23)**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}$$

**On prend :  $l_s = 45 \text{ cm}$**

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm.}$$

**On prend :  $l_s = 50 \text{ cm}$**

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm.}$$

On prend :  $l_s = 60 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures : (Art7.4.2,2/RPA99) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.80 = 3.360 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{3.36}{0.4} = 8.40$$

Avec :

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$$\lambda_g = 8.40 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

✓ **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art7.4.3,2/RPA 99) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

➤ **Armatures transversales et vérification au cisaillement : (Art7.4.2,2/RPA99)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \left( \frac{\rho_a \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t$$

$T_u$  : efforts tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Pour le poteau de sous sol : (40x40)

✚ Zone courante :

• Exemple de calcul :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \frac{2.5 \times 10,34 \times 10 \times 0.15}{0.4 \times 400} = 0.240 \text{ cm}^2$$

Niv	section	Vu (KN)	$\lambda g$	$\rho_a$	$h_e$ (cm)	$\rho_b$	$A_t$ (m <sup>2</sup> )	$A_{ad}$	$S_t$	$\tau_b$	$\tau_{bu}$	Ob
VII, VIII	(25x25)	16.32	8.568	2.5	25	0.075	0.612	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>	Zone courante: $s_t=15$ cm	0.284	1.875	Vérifiée
V, VI	(30x30)	22.35	7.140	2.5	30	0.075	0.698			0.266	1.875	
III, IV	(35x35)	24.79	6.120	2.5	35	0.075	0.664			0.215	1.875	
II	(40x40)	23.36	6.545	2.5	40	0.075	0.548			0.154	1.875	
I	(40x40)	10.34	8.40	2.5	40	0.075	0.240			0.068	1.875	

✚ Zone nodale :

Niv	section	Vu (KN)	$\lambda g$	$\rho_a$	$h_e$ (cm)	$\rho_b$	$A_t$ (m <sup>2</sup> )	$A_{ad}$	$S_t$	$\tau_b$	$\tau_{bu}$	Ob
VII, VIII	(25x25)	16.32	8.568	2.5	25	0.075	0.408	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>	Zone nodale : $S_t = 10$ cm <sup>2</sup>	0.284	1.875	Vérifiée
V, VI	(30x30)	22.35	7.140	2.5	30	0.075	0.466			0.266	1.875	
III, IV	(35x35)	24.79	6.120	2.5	35	0.075	0.443			0.215	1.875	
II	(40x40)	23.36	6.545	2.5	40	0.075	0.365			0.154	1.875	
I	(40x40)	10.34	8.40	2.5	40	0.075	0.162			0.068	1.875	

**VI-II-5) Vérification à l'ELS :**

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

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

Niveau	ELS					
	Sens transversal					
	$N_{MAX}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_c$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)
I;II	871,28	2.389	4.826	749.96	749.96	4.826
III, IV	629.82	6.034	6.438	517,32	517,32	6.438
V, VI	405.76	4.888	6.659	297,36	297,36	6.659
VII; VIII	188.92	4.207	5.406	82.01	82.01	5.406

Niveau	Sens longitudinal					
	$N_{MAX}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_c$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_c$ (KN.m)
I;II	871.28	0.772	0.772	871,28	749.96	0.043
III, IV	629.82	0.16	0.271	517,32	517,32	0.271
V, VI	405.76	0.164	0.167	297,36	297,36	0.167
VII; VIII	188.92	0.07	0.07	188.92	82.01	0.043

**Tableau VI-II-5-1 : Effort normal max et moment correspondant, moments max et efforts normal correspondants, effort normal min et moment correspondant dans les poteaux à l'ELS.**

➤ Vérification à l'E L S des contraintes :

Tableau VI-II-5-2 : Poteaux longitudinaux :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	e (m)	h/6 (m)	h/4 (m)	$\sigma_{b\text{sup}}$ (Mpa)	$\sigma_{b\text{inf}}$ (Mpa)	$\sigma_{S\text{sup}}$ (Mpa)	$\sigma_{S\text{inf}}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_S$ (MPa)	Obs.				
VII VIII	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 188.92$	$M_c = 4.207$	25x25	0.022	0.042	0.063	3.6	1.4	51.2	23.3	15	348	CV				
	$N_c = 82.01$	$M_{\text{max}} = 5.406$		0.066			2.5	0.0	34.4	-2.8							
	$N_{\text{min}} = 82.01$	$M_c = 5.406$		0.066			2.5	0.0	34.4	-2.8							
V VI	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 405.76$	$M_c = 4.888$	30 x30	0.012	0.05	0.075	4.7	3.1	69.3	48.2			15	348	CV		
	$N_c = 297,36$	$M_{\text{max}} = 6.659$		0.022			4	1.8	57.4	28.7							
	$N_{\text{min}} = 297,36$	$M_c = 6.659$		0.022			4	1.8	57.4	28.7							
III IV	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 629.82$	$M_c = 6.034$	35 x35	0.0003	0.058	0.088	5	4.1	74.2	62					15	348	CV
	$N_c = 517,32$	$M_{\text{max}} = 6.438$		0.0005			4.3	3.2	63	48.8							
	$N_{\text{min}} = 517,32$	$M_c = 6.438$		0.0005			4.3	3.2	63	48.8							
II	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 871,28$	$M_c = 2.389$	40 x40	0.0027	0.067	0.10	4.8	4.8	72	72.2							15
	$N_c = 749.96$	$M_{\text{max}} = 4.826$		0.0064			4.3	3.9	64.6	59.4							
	$N_{\text{min}} = 749.96$	$M_c = 4.826$		0.0064			4.3	3.9	64.6	59.4							
1	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 871,28$	$M_c = 2.389$	40 x40	0.0027	0.067	0.10	4.9	4.6	73.2	68.8	15	348					
	$N_c = 749.96$	$M_{\text{max}} = 4.826$		0.0064			4.4	3.7	65.6	56.6							
	$N_{\text{min}} = 749.96$	$M_c = 4.826$		0.0064			4.4	3.7	65.6	56.6							

Tableau VI-II-5-3 : Poteaux transversal :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	e (m)	h/6 (m)	h/4 (m)	$\sigma_{b\text{sup}}$ (Mpa)	$\sigma_{b\text{inf}}$ (Mpa)	$\sigma_{S\text{sup}}$ (Mpa)	$\sigma_{S\text{inf}}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_S$ (MPa)	Obs.
VII VIII	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 188.92$	$M_c = 0.07$	25x25	0.022	0.04 2	0.06 3	2.5	2.5	37.5	37	15	348	CV
	$N_c = 188.92$	$M_{\text{max}} = 0.07$		0.066			2.5	2.5	37.5	37			
	$N_{\text{min}} = 82.01$	$M_c = 0.043$		0.066			1.1	1.1	16.3	16			
V VI	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 405.76$	$M_c = 0.164$	30 x30	0.012	0.05	0.07 5	3.9	3.9	59.1	58.4			CV
	$N_c = 297,36$	$M_{\text{max}} = 0.167$		0.022			2.9	2.8	43.4	42.7			
	$N_{\text{min}} = 297,36$	$M_c = 0.167$		0.022			2.9	2.8	43.4	42.7			
III IV	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 629.82$	$M_c = 0.16$	35 x35	0.000 3	0.05 8	0.08 8	4.4	4.7	66	70.5			CV
	$N_c = 517,32$	$M_{\text{max}} = 0.271$		0.000 5			3.6	3.9	54.4	57.7			
	$N_{\text{min}} = 517,32$	$M_c = 0.271$		0.000 5			3.6	3.9	54.4	57.7			
II	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 871,28$	$M_c = 0.772$	40 x40	0.002 7	0.06 7	0.10	4.7	4.9	70.5	73.7			CV
	$N_c = 871,28$	$M_{\text{max}} = 0.772$		0.006 4			4.7	4.9	70.5	73.7			
	$N_{\text{min}} = 749.96$	$M_c = 0.043$		0.006 4			4	4.3	60.1	64.1			
1	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = 871,28$	$M_c = 0.772$	40 x40	0.002 7	0.06 7	0.10	4.8	4.7	71.7	70.3			CV
	$N_c = 871,28$	$M_{\text{max}} = 0.772$		0.006 4			4.8	4.7	71.7	70.3			
	$N_{\text{min}} = 749.96$	$M_c = 0.043$		0.006 4			4.1	4.1	61.1	61.1			

➤ Condition de non fragilité : (Art .A.4.2 BAEL 91) :

$$A_s \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d$$

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	e*10 <sup>2</sup> (cm)	d(cm)	b(cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	obs
VII VIII	N <sup>ELS</sup> <sub>max</sub> = <b>188.92</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.07</b>	0.022	23	25	0.279	9.04	Toutes les sections vérifient la condition de non fragilité
	N <sub>c</sub> = <b>188.92</b>	M <sub>max</sub> = <b>0.07</b>	0.066	23	25	0.114	9.04	
	N <sub>min</sub> = <b>82.01</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.043</b>	0.066	23	25	0.114	9.04	
V VI	N <sup>ELS</sup> <sub>max</sub> = <b>405.76</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.164</b>	0.012	28	30	0.294	9.04	
	N <sub>c</sub> = <b>297,36</b>	M <sub>max</sub> = <b>0.167</b>	0.022	28	30	0.359	9.04	
	N <sub>min</sub> = <b>297,36</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.167</b>	0.022	28	30	0.359	9.04	
III IV	N <sup>ELS</sup> <sub>max</sub> = <b>629.82</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.16</b>	0.0003	33	35	0.343	10.67	
	N <sub>c</sub> = <b>517,32</b>	M <sub>max</sub> = <b>0.271</b>	0.0005	33	35	0.344	10.67	
	N <sub>min</sub> = <b>517,32</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.271</b>	0.0005	33	35	0.344	10.67	
II	N <sup>ELS</sup> <sub>max</sub> = <b>871,28</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.772</b>	0.0027	38	40	0.462	14.19	
	N <sub>c</sub> = <b>871,28</b>	M <sub>max</sub> = <b>0.772</b>	0.0064	38	40	0.478	14.19	
	N <sub>min</sub> = <b>749.96</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.043</b>	0.0064	38	40	0.478	14.19	
I	N <sup>ELS</sup> <sub>max</sub> = <b>871,28</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.772</b>	0.0027	38	40	0.462	16.08	
	N <sub>c</sub> = <b>871,28</b>	M <sub>max</sub> = <b>0.77</b> <b>2</b>	0.0064	38	40	0.478	16.08	
	N <sub>min</sub> = <b>749.96</b>	M <sub>c</sub> = <b>0.043</b>	0.0064	38	40	0.478	16.08	

**VI-III) Ferraillage des voiles :****VI-III -1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre bâtiment en Cinque zones :

**Zone I :** Sous-sol.

**Zone II :** RDC.

**Zone III:** 1<sup>ere</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étages.

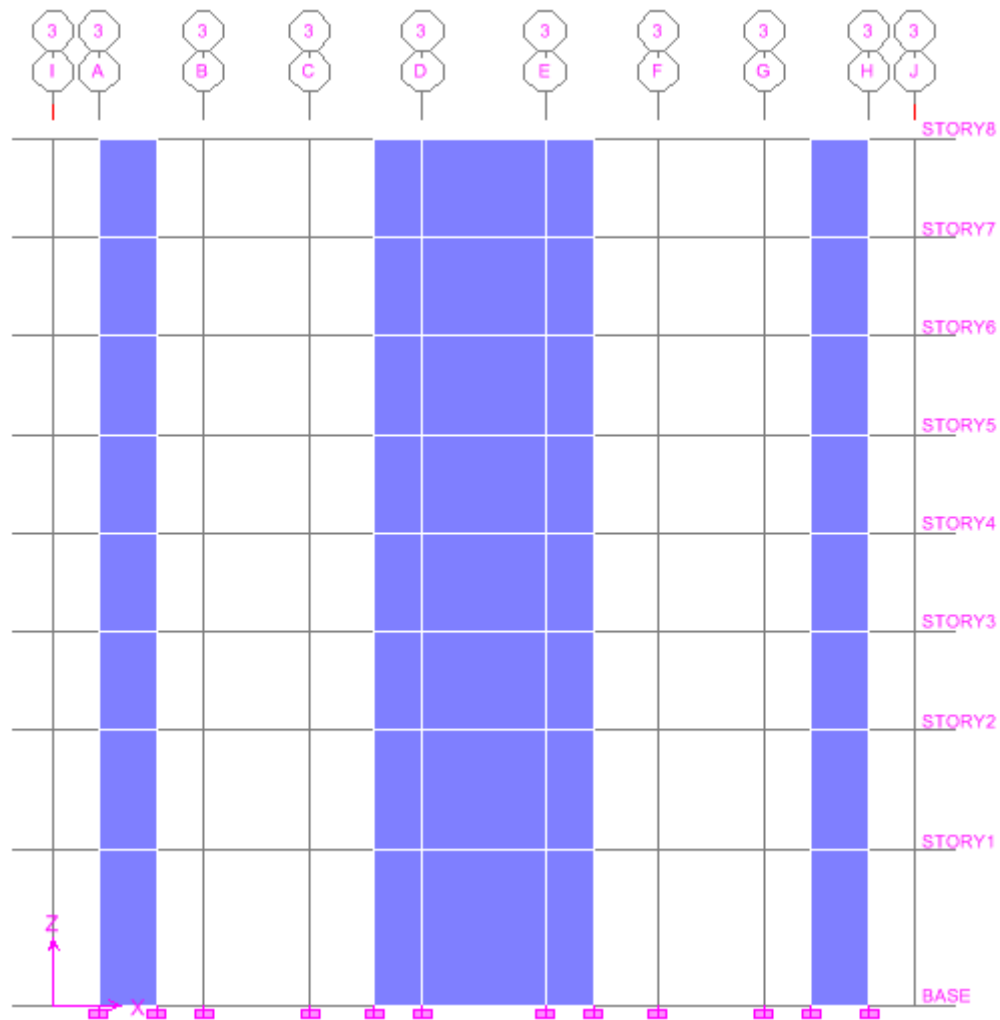


Fig VI-III-1-Vue en élévation des voiles pleins sens longitudinal

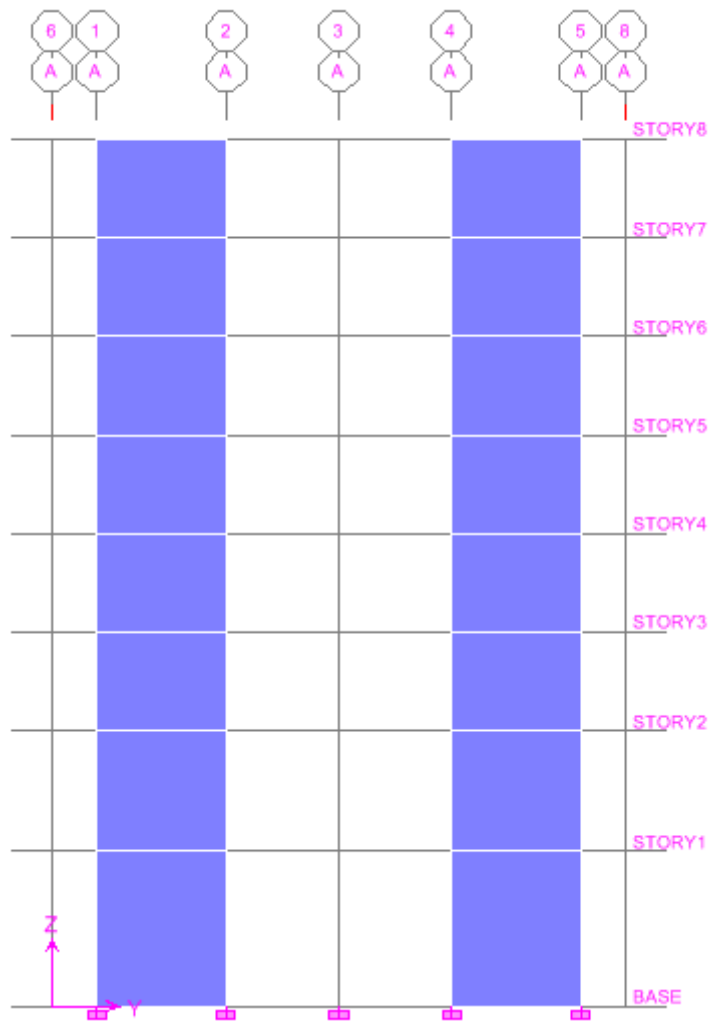


Fig VI-III-2-Vue en élévation des voiles pleins sens transversal

**VI-III-2) Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

**VI-III-3) Ferrailage des voiles pleins (dans notre structure on a que des refends pleins) :**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d).

**a) Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile considéré.

$$V=V' : \text{ bras de levier du voile : } V=V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

On décompose le diagramme en bande de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99 (Art.7.7.4)}$$

Avec :

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

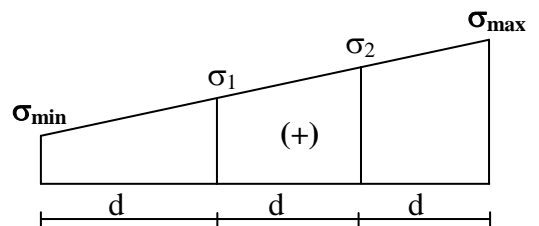
$$L_c : \text{ la longueur de la zone comprimée ; avec } L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

**b) Calcul des armatures verticales :**

**b-1) Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \Rightarrow A_i = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$



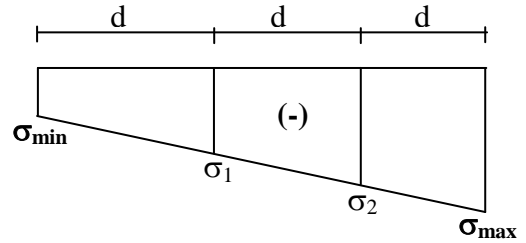
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \Rightarrow A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile  
 B : Section de voile.

**b-2) Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_i = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \Rightarrow A_i = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \Rightarrow A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}$$



Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10% = 348MPa

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul dans le béton  $f_{bc} = 14.2MPa$  .

➤ **Section d'armatures minimales :**

**SEC :**

$$A_{\min} \geq [(4cm^2/ml), 0,2\% \leq B \leq 5\%] \quad (\text{Art A.8.1, 21 BAEL91 modifies 99})$$

**SET:**

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad B : \text{Section du béton tendu.}$$

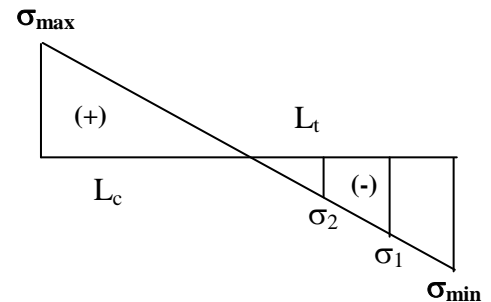
**b-3) Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \Rightarrow A_i = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (L_t - d) \cdot e \Rightarrow A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad ; \quad \text{BAEL 91}$$



**- Exigences du RPA 99 :**

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontal du béton ( $A_{\min} \geq 0,2\% B$ )

**c) Armatures horizontales :**

**(RPA 99/ Art 7.7.4.3)**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- D'après le BAEL 91 :  $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA 99 :  $A_h \geq 0.15\% B$  Globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10\% B$  En zone courante.

Avec :

B : Section du béton.

$A_v$  : Section d'armature verticale.

d) **Armature de couture :**

Le long des zones de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4 T$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface, dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure

f) **Armature pour les potelets :** (RPA 99/Art 7.7.4.1)

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) **Dispositions constructives :**

1- **Espacement :**

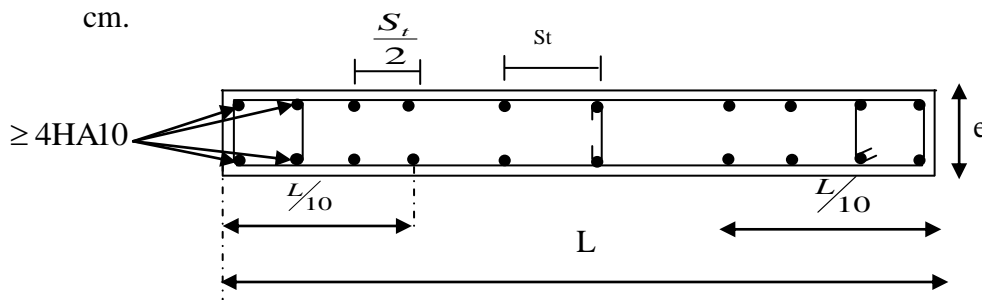
L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e ; 30cm \} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**2- Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

**Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**3- Diameter maximum :****(art A.7.7.4.3/ R.P.A99)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} \leq \frac{e}{10} = 20mm$$

**VI-III -4) Vérifications :****1) Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

Avec :

N : Effort normal dans la bonde.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptées.

**2) Vérification de la contrainte de cisaillement :**La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : **(Art 7.7.2, RPA99)**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

d : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute.

e : Epaisseur du voile.

**Selon le BAEL 91 :**  $\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa.$$

La fissuration est peu préjudiciable.

 $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

**VI-III-5) Exemple de calcul :**

On prend par exemple de calcul un voile longitudinal (VT1) dans la zone I.

**- Caractéristiques géométriques :**

$$L = 4\text{ m} ; e = 0,20\text{ m} ; B = 0,80\text{ m}^2 ; V=V'=2\text{ m} ; I=1,06\text{ m}^4.$$

Sollicitation de calcul Zone I :

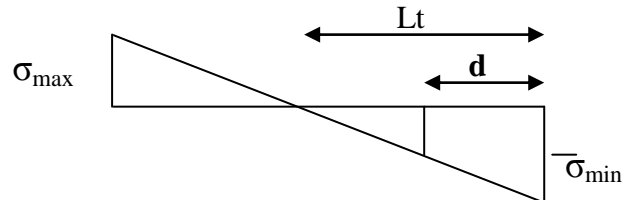
$$\sigma_{\max} = 3538,74\text{ KN/m}^2, \sigma_{\min} = -5655,02\text{ KN/m}^2$$

$$T_u = 12,69\text{ KN} ; N_{\text{ser}} = 1113,77\text{ KN.m.}$$

Selon les contraintes donnée par le logiciel ETABS, la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$



- Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{3538,74}{3538,74 + 5655,02} \cdot 4 = 1,54\text{ m}$$

- Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4 - 1,54 = 2,46\text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{4,30}{2}; \frac{2 \times 1,54}{3}\right) = \min(2,15; 1,02)$$

$$\text{Soit un tronçon } d = \frac{L_t}{2} = 1,23\text{ m}$$

**1<sup>ere</sup> bande :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{5655,02 \times (2,46 - 1,23)}{2,46} = 2827,51\text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5655,02 + 2827,51}{2} \times 1,23 \times 0,20 \Rightarrow N_1 = 1043,35\text{ kN}$$

**- Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{1043,35}{40} \Rightarrow A_{v1} = 26,08\text{ cm}^2/\text{bande}$$

**2<sup>eme</sup> bande :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{2827.51}{2} \times (2.46 - 1.23) \times 0.20 \Rightarrow N_2 = 347.78 \text{ kN}$$

**-Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{347.78}{40} \Rightarrow A_{v2} = 8.69 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

**-Espacement :**

$$\text{zone courante}(d_2) \quad S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{zone d'extrémité}(d_1) \quad D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

**- Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\% B \right\}, \text{ avec } : B = d \times e$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{2460 \times 2,1}{400} ; 2460 \times 0.002 \right\} = \max \{12.92 ; 4.92\} = 12.92 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_{1\min} = A_{2\min} = 12.92 \text{ cm}^2.$$

**- Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} ; \quad \bar{T} = 1,4T = 1,4 \times 12.69 = 17.77 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{17.77}{40} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup> /nappe.

**-Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 26,08 + \frac{0,49}{4} = 26,20 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,69 + \frac{0,49}{4} = 8,81 \text{ cm}^2$$

$A_2 = 8.81 < A_{\min} = 12.96 \text{ cm}^2$  donc je vais ferrailer avec  $A_{\min}$ .

**-Le ferrailage adopte :**

$$A_1 = 2 \times 9 \text{ HA14} = 27.70 \text{ cm}^2, \text{ avec } D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$A_2 = 2 \times 5 \text{ HA14} = 15.40 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

**-Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{27.70}{4} = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 99 (version 2003) : } A_H \geq 0.15\% B = 3.69 \text{ cm}^2$$

Soit : **2x5HA 10 = 7.85 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**- Armatures transversal :**

Les deux nappes d'armature doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

**-Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- La vérification des contraintes du béton :****- RPA 99 :**

$$\tau_b = \frac{1,4T}{0,9 \times h \times e} \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 12.69 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 4300} = 0,023 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- BEAL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{0,9.h.e} = \frac{12.69 \times 10^3}{0,9 \times 4300 \times 200} = 0,016 \text{ MPa} < \tau_b = \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa.} \right\} = \min \{3,33 ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,016 \text{ MPa} < \tau_b = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} = \frac{1113.77 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 4310} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

		Ferraillage des voiles transversaux 1 ;2 ; 3 et 4				
		Niveaux	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.000	4.000	4.000	
	e (m)		0.200	0.200	0.200	
	B (m)		0.800	0.800	0.800	
sollicitations	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3583.74	2550.61	2086.53	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5655.02	-4146.17	-3452.71	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2827.60	2073.08	1726.35	
	$N_s$ (KN)		1113.77	922.25	427.71	
	T (KN)		12.69	41.89	68.65	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
Ferraillage	$L_t$ (cm)		2.46	2.48	2.50	
	$L_c$ (cm)		1.54	1.52	1.50	
	$d_1= d_2$ (cm)		1.23	1.24	1.25	
	N(KN)	N <sub>1</sub>		1043.384	771.187	647.38
		N <sub>2</sub>		347.794	257.062	215.79
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>		26.08	19.28	16.18
		A <sub>v2</sub>		8.69	6.43	5.39
	A <sub>vj</sub>			0.488	1.61	2.64
	A <sub>v min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande			12.92	13.02	13.13
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1+</sub> (A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]			26.20	19.68	16.84
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2+</sub> (A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]			8.81	6.83	6.05
	A1 adopté [cm <sup>2</sup> ]			27.70	21.54	18.46
	A2 adopté [cm <sup>2</sup> ]			15.40	15.40	15.40
	Choix par bande	Bande1		2x9HA14	2x7HA14	2x6HA14
		Bande2		2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	Espacement en (cm)	Bande1		10	10	10
		Bande2		20	20	20
	Ah [cm <sup>2</sup> ]/ml			6.93	5.39	4.62
	Choix par nappe/ml			2x5HA10 =7.86cm <sup>2</sup>	2x5HA10 =7.86cm <sup>2</sup>	2x5HA10 =7.86cm <sup>2</sup>
	Armatures transversales			4Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$	$\sigma_b$ [Mpa]	0.023	0.101	0.208	
	$\tau_u=3,33$	$\tau_b$ [Mpa]	0.125	0.072	0.148	
	$\sigma_{bc}=15$	$\tau_u$ [Mpa]	1.290	1.147	0.533	

		Ferraillage des voiles longitudinaux 1 ; 2 ; 3 ; 7 ; 8 et 9				
		Niveaux	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.800	1.800	1.800	
	e (m)		0.200	0.200	0.200	
	B (m)		0.360	0.360	0.360	
sollicitations	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		1801.95	1371.35	827.10	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4113.47	-3205.56	-2452.36	
	$\sigma_j$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2139.00	1602.78	1344.842	
	$N_s$ (KN)		519.93	413.15	206.70	
	T (KN)		23.22	25.04	34.64	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
Ferraillage	$L_t$		1.25	1.26	1.55	
	$L_c$		0.55	0.54	0.25	
	$d_1$		0.60	0.63	0.70	
	$d_2$		0.65	0.63	0.85	
	N(KN)	N <sub>1</sub>		375.148	302.925	265.804
		N <sub>2</sub>		139.035	100.975	114.311
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>		9.378	7.57	6.645
		A <sub>v2</sub>		3.476	2.52	2.857
	A <sub>vj</sub>		0.89	0.96	1.33	
	A <sub>v1 min</sub>		6.30	6.62	7.35	
	A <sub>v2 min</sub>		6.83	6.62	8.93	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]			9.60	7.81	6.98
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]			3.70	2.76	3.19
	A1 adopté [cm <sup>2</sup> ]			11.30	11.30	9.04
	A2 adopté [cm <sup>2</sup> ]			9.04	9.04	9.04
	Choix par bande	Bande1		2x5HA12	2x5HA12	2x4HA12
		Bande2		2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Espacement en (cm)	Bande1		10	10	10
		Bande2		20	20	20
	Ah [cm <sup>2</sup> ]/ml			2.83	2.83	2.83
	Choix par nappe/ml			2x4HA10 =6.28cm <sup>2</sup>	2x4HA10 =6.28cm <sup>2</sup>	2x4HA10 =6.28cm <sup>2</sup>
	Armatures transversales			4Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$	$\sigma_b$ [Mpa]	0.046	0.065	0.115	
	$\tau_u=3,33$	$\tau_b$ [Mpa]	0.030	0.044	0.077	
	$\sigma_{bc}=15$	$\tau_u$ [Mpa]	0.604	0.480	0.250	

		Ferraillage des voiles longitudinaux 4 et 6				
		Niveaux	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.500	1.500	1.500	
	e (m)		0.200	0.200	0.200	
	B (m)		0.300	0.300	0.300	
sollicitations	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4260.33	3012.63	1873.15	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7276.84	-5429.70	-3995.81	
	$\sigma_l$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4212.907	2714.85	1997.905	
	$N_s$ (KN)		559.38	443.01	179.77	
	T (KN)		1.37	5.46	19.94	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
Ferraillage	$L_t$		0.95	0.96	1.18	
	$L_c$		0.55	0.54	0.32	
	$d_1$		0.40	0.48	0.59	
	$d_2$		0.55	0.48	0.59	
	N(KN)	N <sub>1</sub>		459.589	390.938	353.629
		N <sub>2</sub>		231.709	130.313	117.876
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>		11.489	9.77	8.84
		A <sub>v2</sub>		5.792	3.26	2.95
	A <sub>vj</sub>		0.05	0.21	0.77	
	A <sub>v1 min</sub>		4.20	5.04	6.20	
	A <sub>v 2min</sub>		5.78	5.04	6.20	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1+</sub> (A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		11.50	9.82	9.03	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2+</sub> (A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		5.80	3.31	3.14	
	A1 adopté [cm <sup>2</sup> ]		13.56	11.30	11.30	
	A2 adopté [cm <sup>2</sup> ]		6.78	6.78	6.78	
	Choix par bande	Bande1		2x6HA12	2x5HA12	2x5HA12
		Bande2		2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
	Espacement en (cm)	Bande1		10	10	10
		Bande2		10	10	10
	Ah [cm <sup>2</sup> ]/ml		3.39	2.83	2.83	
Choix par nappe/ml		2x4HA10 =6.28cm <sup>2</sup>	2x4HA10 =6.28cm <sup>2</sup>	2x4HA10 =6.28cm <sup>2</sup>		
Armatures transversales		4Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$	$\sigma_b$ [Mpa]	0.270	0.140	0.066	
	$\tau_u=3,33$	$\tau_b$ [Mpa]	0.002	0.010	0.044	
	$\sigma_{bc}=15$	$\tau_u$ [Mpa]	0.674	0.536	0.217	

		Ferraillage de voile longitudinal 5				
		Niveaux	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.800	3.800	3.800	
	e (m)		0.200	0.200	0.200	
	B (m)		0.760	0.760	0.760	
sollicitations	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		1754.27	1221.80	1110.20	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4769.45	-3637.28	-2916.24	
	$\sigma_l$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2472.547	1895.483	1458.12	
	$N_s$ (KN)		1415.94	1118.51	432.99	
	T (KN)		10.07	23.11	27.30	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
Ferraillage	$L_t$		3.53	3.55	3.52	
	$L_c$		0.27	0.25	0.28	
	$d_1$		1.70	1.70	1.76	
	$d_2$		1.83	1.85	1.76	
	N (KN)	N <sub>1</sub>		1231.139	940.569	769.887
		N <sub>2</sub>		452.476	350.664	256.629
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>		30.78	23.51	19.25
		A <sub>v2</sub>		11.31	8.76	6.42
	A <sub>vj</sub>		0.38	0.90	1.05	
	A <sub>v1 min</sub>		17.85	17.85	18.48	
	A <sub>v2 min</sub>		19.22	19.43	18.48	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1+</sub> (A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		30.88	23.74	19.51	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2+</sub> (A <sub>vj</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		11.41	8.99	6.68	
	A1 adopté [cm <sup>2</sup> ]		36.92	27.70	24.62	
	A2 adopté [cm <sup>2</sup> ]		24.62	21.54	21.54	
	Choix par bande	Bande1		2x12HA14	2x9HA14	2x8HA14
		Bande2		2x8HA14	2x7HA14	2x7HA14
	Espacement en (cm)	Bande1		10	10	10
		Bande2		20	20	20
	Ah [cm <sup>2</sup> ]/ml		9.23	6.93	6.16	
	Choix par nappe/ml		2x6HA10 =9.42cm <sup>2</sup>	2x6HA10 =9.42cm <sup>2</sup>	2x6HA10 =9.42cm <sup>2</sup>	
	Armatures transversales		4Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	Vérification des contraintes	$\tau_b=5$	$\sigma_b$ [Mpa]	0.019	0.675	0.091
$\tau_u=3,33$		$\tau_b$ [Mpa]	0.013	0.450	0.060	
$\sigma_{bc}=15$		$\tau_u$ [Mpa]	1.587	0.660	0.498	

**Introduction :**

**Les fondations** : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

**VII-1) Les principaux rôles de la fondation :**

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**❖ Fondations superficielles :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. 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.

**❖ Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

**Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalise en gros béton, sollicité en tête par des semelles isolées armées destinées à repartir les charges de la structure.

**❖ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieur à **5 m**, on distingue :

**Les pieux :** qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriqués, introduites dans des forages dans le sol.

### VII-1-1) Étude 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  $\sigma_{sol} = 1.16 \text{ bars}$  ;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VII-1-2) Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

### VII-1-3) Dimensionnement de la fondation :

#### VII-1-3-1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal " $N_{ser}$ " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 871.28 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 116 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{871.28}{116}} = 2.74 \text{ m}$$

On opte pour : **A=B= 2.74 m**

**Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

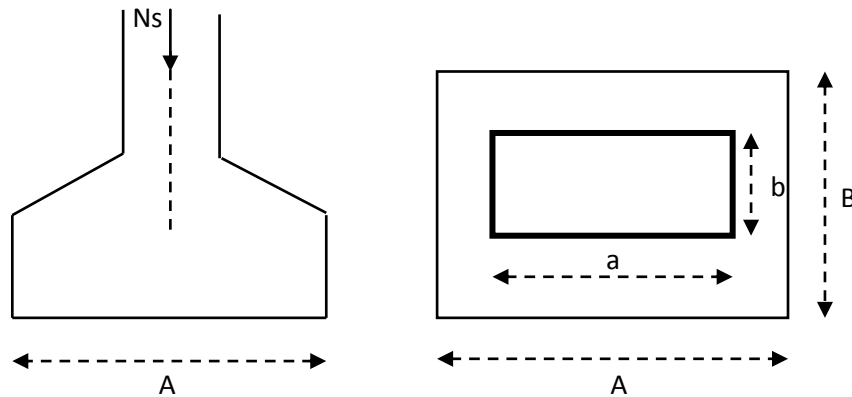


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle

**VII-1-3-2) Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal **N**, données par la condition la plus défavorable.

Avec :  $N_s = G + Q$

La largeur **B** de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : **B** : Largeur de la semelle ;

**L** : Longueur de la semelle sous voile ;

**G** : Charge permanent a la base du voile considéré ;

**Q** : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

➤ **Sens transversal :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	S=B*L (m <sup>2</sup> )
VT1 x 4	1056.38	4.00	2.28	36.48
			Somme	<b>36.48</b>

## ➤ Sens longitudinal :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	S=B*L (m <sup>2</sup> )
VL1x6	1056.38	1.80	5.06	54.65
VL4 x 2	1286.96	1.50	7.40	22.20
VL5	1286.96	3.80	2.92	11.10
			Somme	<b>87.95</b>

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 87.95 + 36.48 \Rightarrow S_v = 124.43 \text{m}^2.$$

**VII-1-3-3) Semelles filantes sous poteaux :**❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si :  $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

Si :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

✚ Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	$N_s$ (KN)	M (KN.m)	e (m)	$N_s * e$
1	605.05	-0.959	7.7	4658.885
2	660.82	1.337	3.7	2445.034
3	1286.96	-0.606	0	0
4	851.96	-1.128	-3.7	-3152.252
5	664.39	1.168	-7.7	-5115.803
<b>Somme</b>	4069.18	-0.188	0	-1164.136

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

➤ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1164.136 + 0.188}{4069.18} = 0.29m$$

➤ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

$$\text{On a : } e = 0.29 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4.00}{6} = 0.67 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4069.18}{15.40} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.29}{15.40}\right) = 234.37 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4069.18}{15.40} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.29}{15.40}\right) = 294.09 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4069.18}{15.40} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.29}{15.40}\right) = 279.16 \text{ KN / ml}$$

**VII-1-3-4) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{279.16}{116} = 2.41m$$

Donc on opte pour **B = 2.50 m.**

On aura : **S = 2.50 × 15.40 = 38.50 m<sup>2</sup>**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 38.50 \times 8 = 308 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 308 + 124.43 = 432.43 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 24.30 \times 15.40 = 374.22 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{432.43}{374.22} = 1.16$$

$$S_t = 432.43 m^2 > 50 \% S_{bat} = 187.11 m^2$$

### Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture créée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 374.22 m^2$  ;

- La surface totale des semelles représente : (100 %).

### Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

### VII-2 ) Etude du radier général :

Le radier général est type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcule comme une dalle renversée 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.

Le radier est :

- ❖ Rigide en son plan horizontal ;
- ❖ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ❖ Facilité de coffrage ;
- ❖ Rapidité d'exécution ;
- ❖ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### VII-2-1) Pré dimensionnement du radier :

#### VII-2-1-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{min} = 25cm$ ).

**VII-2-1-2) Selon la condition forfaitaire :**

❖ **Sous voiles :** l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique.**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

K = 40 MPa pour un sol moyen.

De la condition précédente nous tirons h.

E : Module de déformation longitudinale déferée  $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.78 \text{ m} \quad 1$$

➤ **Selon la Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80 \dots 2$$

Avec :  $L_{\max} = 4.00 \text{ m}$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour :  $h_r = 75 \text{ cm}$

❖ **Sous poteaux :**

➤ **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

On a :  $L_{\max}$  : portée maximale ;  $L_{\max} = 4.00 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Nervures (poutres) :** Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \text{ Soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 24 \leq b \leq 42$  ; on prend  $b_n = 40 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 75 \text{ cm}$  ..... Hauteur du radier

$h_n = 60 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la dalle.

$b_n = 40 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure.

### VII-2-2) Détermination des efforts:

#### VII-2-2-1) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente :  $G = 27030.68 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 6398.70 \text{ KN}$

#### VII-2-2-2) Combinaison d'actions :

❖ **A l'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 46089.47 \text{ KN.}$$

❖ **A l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 33429.38 \text{ KN.}$$

#### VII-2-2-3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{46089.47}{2 \times 116} = 198.66 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{33429.38}{116} = 288.18 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 288.18 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 374.22 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 288.18 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{60}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (24.30 + 15.40) \times 2 \times 0.4 + 0.4 \times 0.4 \times 4 = 32.40 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = 374.22 + 32.40 = 406.62 \text{ m}^2$$

**VII-2-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :**

Charge permanente :  $G = 27030.68 \text{ KN}$

**❖ Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

**➤ Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 406.62 \times 0.25 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 2541.37 \text{ KN}$$

**➤ Poids des nervures:**

$$\begin{aligned} P_{\text{nerv}} &= b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ &= 0.40 \times (0.75 - 0.25) \times (24.30 \times 5 + 15.40 \times 8) \times 25 \end{aligned}$$

$$P_{\text{ner}} = 1223.50 \text{ KN}$$

**➤ Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \cdot \rho = (406.62 - 122.35) \times (0.60 - 0.10) \times 25$$

$$P_{\text{TVO}} = 3553.37 \text{ KN}$$

**➤ Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (406.62 - 122.35) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 710.67 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{rad}} = 8028.89 \text{ KN}$$

❖ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment :  $Q = 6398.68 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 1.5 \times 406.62 = 609.93 \text{ KN}$

❖ **Poids total de la structure :**

$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 8028.89 + 27030.68 = 35059.57 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 609.93 + 6398.68 = 7008.61 \text{ KN}$

**VII-2-4) Combinaison d'actions:**➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 57843.33 \text{ KN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 42068.18 \text{ KN.}$$

**VII-2-5) Vérifications :****VII-2-5-1) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 25 = 22.50 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{57843.33 \times 1}{406.62} \times \frac{4.00}{2} = 284.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{284.51 \times 1000}{1000 \times 22.50} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**VII-2-5-2) Vérification de la stabilité du radier :**❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.15m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.70m$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 7395.83 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = 18414.43 \text{ m}^4$$

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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

$I_{xx}, I_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

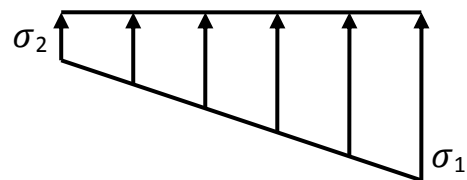


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes

## ❖ Sens longitudinal :

A partir de l'ETABS on tire  $M_{0x}$  et  $T_{0x}$

## ➤ A ELU :

$$M_{0x} = 29896.226 \text{ KN.m} ; T_{0x} = 1645.97 \text{ KN}$$

$$M_x = 29896.226 + 1645.97 \times 0.75 = 31130.70 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{57843.33}{406.62} + \frac{31130.70}{18414.43} \times 12.15 = 162.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{57843.33}{406.62} - \frac{31130.70}{18414.43} \times 12.15 = 121.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 162.79 + 121.71}{4} = 152.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 152.52 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 116 = 232 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{42068.18}{406.62} + \frac{31130.70}{18414.43} \times 12.15 = 123.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{42068.18}{406.62} - \frac{31130.70}{18414.43} \times 12.15 = 82.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 123.99 + 82.72}{4} = 113.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 113.72 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 116 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Sens transversal :

A partir de l'ETABS on tire  $M_{0y}$  et  $T_{0y}$

## ➤ A ELU :

$$M_{0y} = 20600.742 \text{ KN.m} ; T_{0y} = 1723.91 \text{ KN}$$

$$M_y = 20600.742 + 1723.91 \times 0.75 = 21893.67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{57843.33}{406.62} + \frac{21893.67}{7395.83} \times 7.70 = 165.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{57843.33}{406.62} - \frac{21893.67}{7395.83} \times 7.70 = 119.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 165.05 + 119.46}{4} = 153.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153.55 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 116 = 232 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{42068.18}{406.62} + \frac{21893.67}{7395.83} \times 7.7 = 126.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{42068.18}{406.62} - \frac{21893.67}{7395.83} \times 7.7 = 80.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 126.25 + 80.66}{4} = 114.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 114.85 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 116 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VII-2-5-3) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

$h$  : Hauteur de la nervure ;

$a$  : Épaisseur du voile ou du poteau ;

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

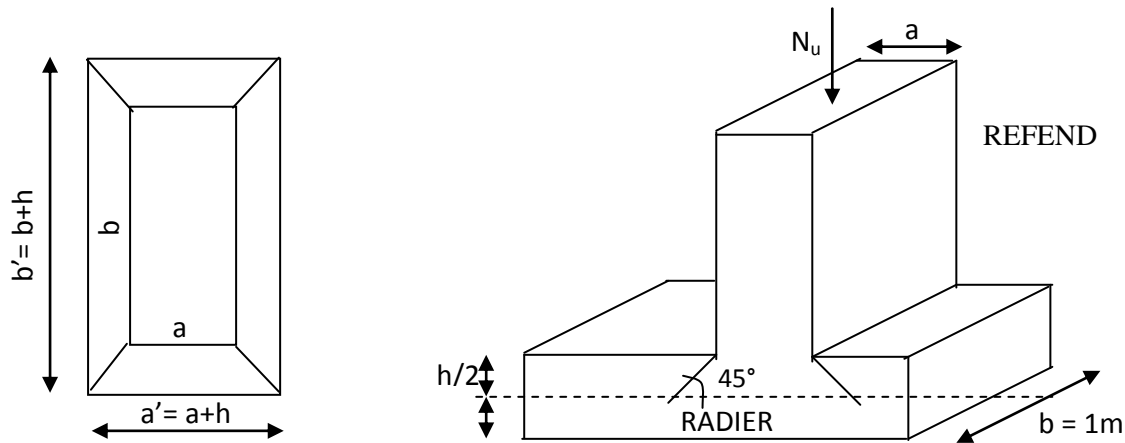


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ **Calcul du Périmètre utile  $\mu_c$  :**

➤ **Les Poteaux:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.40 + 0.40 + (2 \times 0.75)) = 4.6 \text{ m} ;$$

➤ **Les Voiles:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.75)) = 5.4 \text{ m} ;$$

❖ **Vérification pour les poteaux :**

Avec :  $N_u = 1109.61 \text{ KN}$

$$N_u = 1109.61 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 4.6 \times 0.75 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 2587.50 \text{ KN}$$

❖ **Vérification pour les voiles :**

Avec :  $N_u = 1448.21 \text{ KN}$

$$N_u = 1448.21 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 5.4 \times 0.75 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3037.50 \text{ KN}$$

**VII-2-6) Ferrailage du radier:**

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

**VII-2-6-1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

$\rho_x < 0.4 \Rightarrow$  La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

**2<sup>ème</sup> Cas :**

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$  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  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x < l_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**VII-2-6-2) Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.8}{4} = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

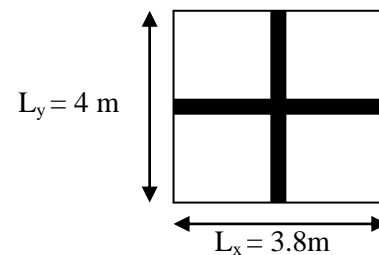


Figure VII-4 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**➤ La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \frac{\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 153.55 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 114.85 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(153.55 - \frac{8028.89}{406.62}\right) \times 1 \text{ml} = 133.80 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(114.85 - \frac{8028.89}{406.62}\right) \times 1 \text{ml} = 95.10 \text{KN/ml.}$$

### VII-1-10-3) Calcul des armatures à l'ELU :

❖ **Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0410 \times 133.80 \times 3.8^2 = 79.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0.888 \times 79.21 = 70.34 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{\text{ax}} = (-0.5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{\text{ax}} = (-0.5) \times 79.21 \Rightarrow M_{\text{ax}} = 39.60 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ay}} = (-0.5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{\text{ay}} = (-0.5) \times 70.34 \Rightarrow M_{\text{ay}} = 35.17 \text{KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis de rives:**

$$M_{\text{ax}} = (-0.3) \times M_{0x} \Rightarrow M_{\text{ax}} = (-0.3) \times 79.21 \Rightarrow M_{\text{ax}} = 23.76 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ay}} = (-0.3) \times M_{0y} \Rightarrow M_{\text{ay}} = (-0.3) \times 70.34 \Rightarrow M_{\text{ay}} = 21.10 \text{KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 79.21 \Rightarrow M_{tx} = 67.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 70.34 \Rightarrow M_{ty} = 59.79 \text{ KN.m}$$

### VII-2-7) Ferrailage suivant X-X :

#### ❖ Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.60 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.055 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{39.6 \times 10^2}{0.972 \times 22.5 \times 34.8} = 5.20 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

#### ❖ Aux appuis de rives:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.77 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.039 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{28.77 \times 10^2}{0.981 \times 22.5 \times 34.8} = 3.74 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 25cm.

#### ❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81.51 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.11 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{81.51 \times 10^2}{0.994 \times 22.5 \times 34.8} = 10.47 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA14 = 10.77 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm

#### ❖ Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA } f_c \text{ E } 400$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 25 \times \frac{0.0008}{2} \times \left(3 - \frac{3.8}{4}\right) = 2.05 \text{ cm}^2$$

**VII-2-8) Ferrailage suivant y-y :**❖ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.98 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{25.98 \times 10^2}{0.982 \times 22.5 \times 34.8} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6.15 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ **Aux appuis de rives:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.76 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{23.76 \times 10^2}{0.984 \times 22.5 \times 34.8} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6.15 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67.33 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.094 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{67.33 \times 10^2}{0.951 \times 22.5 \times 34.8} = 9.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA14 = 10.77 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm.

❖ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}$$

❖ **Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :**

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Aux appuis intermédiaires	4 HA14	4HA14
Aux appuis de rives	4 HA14	4 HA14
En travée	7 HA14	7 HA14

Tableau VII-3 : Les sections adoptées pour le ferrailage de la dalle.

**VII-2-9) Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$❖ A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.1}{400}$$

$$❖ A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens de la petite portée :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 25 = 75\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

➤ **Sens de la grande portée:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25 = 100\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

**VII-2-10) Vérifications l'état limite de service :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\text{Avec : } M_{sx} = 1.874 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{sy} = 5.078 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } M_{s\max} = \max (M_{sx}; M_{sy}) = 5.078 \text{ KN.m}$$

$$M_{u\max} = 7.06 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{sa} = (-0.5) \times M_{s\max}$$

➤ **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{s\max}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{st} = (0.85) \times M_{s \max}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

❖ **Tableau récapitulatif des moments :**

	$M_s$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
<b>Aux appuis intermédiaires</b>	2.539	0.006	0.0075	1.39	0.45	<b>Vérifiée</b>
<b>Aux appuis de rives</b>	1.523	0.003	0.0037	1.39	0.45	<b>Vérifiée</b>
<b>En travée</b>	4.316	0.009	0.0011	1.39	0.45	<b>Vérifiée</b>

❖ **Remarque :**

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

**VII-3) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

**VII-3-1) Sollicitation de calcul :**

❖ **A L'ELU :**  $q_u = 133.08 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{133.08 \times 0.40^2}{2} = 10.65 \text{ KN.m}$$

❖ **A L'ELS :**  $q_s = 95.10 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{95.10 \times 0.40^2}{2} = 7.61 \text{ KN.m}$$

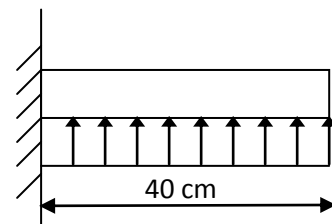


Figure VII-5 : Schéma statique du débord.

**VII-3-2) Calcul des armatures :**

❖ **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22.5 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.65 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.019 \Rightarrow \beta_u = 0.993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{10.65 \times 10^2}{0.993 \times 22.5 \times 34.8} = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_U = 3HA12/\text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2$  Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### VII-3-3) Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{r28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.1}{400} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### VII-3-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.65}{7.61} = 1.40$$

$$\mu = 0.011 \Rightarrow \alpha = 0.0151$$

$$\alpha = 0.0151 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

### VII-4) Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**,

❖ Sens transversal (Y-Y) :

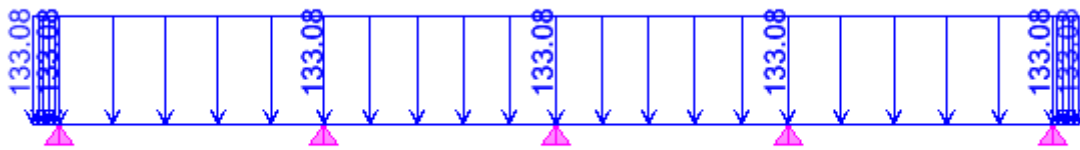


Figure VII-6 : Le chargement à ELU en KN.

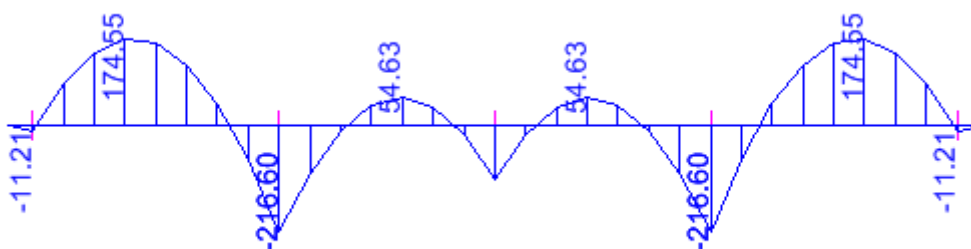


Figure VII-7 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m.

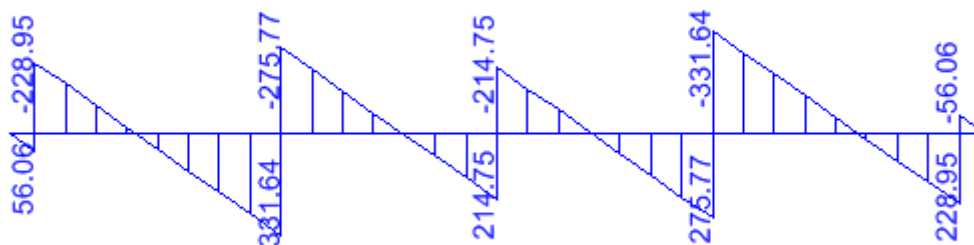


Figure VII-8 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.

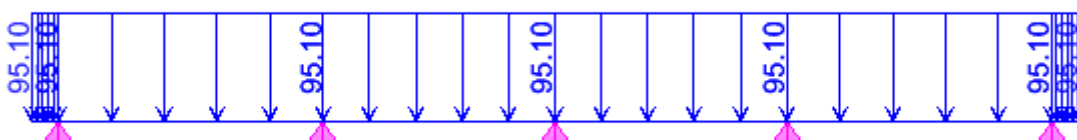


Figure VII-9 : Le chargement à ELS en KN.

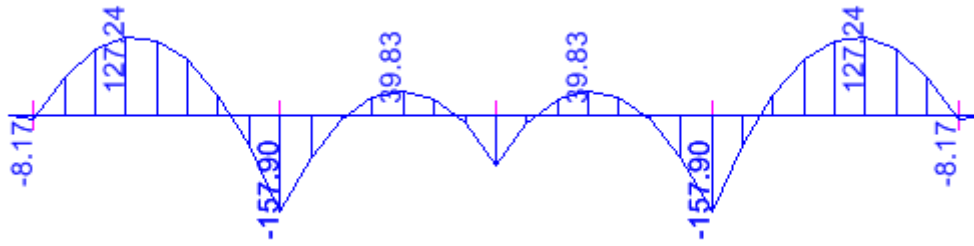


Figure VII-10 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

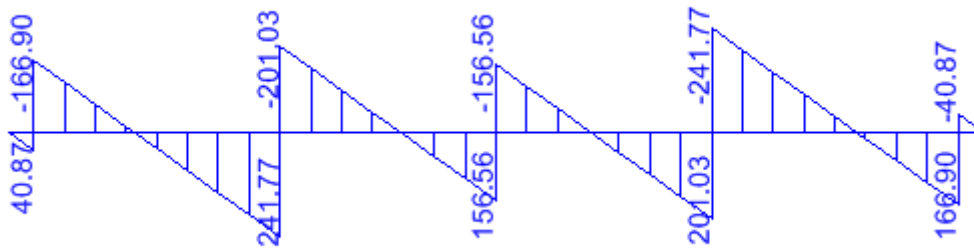


Figure VII-11 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

❖ Sens longitudinal (X-X) :

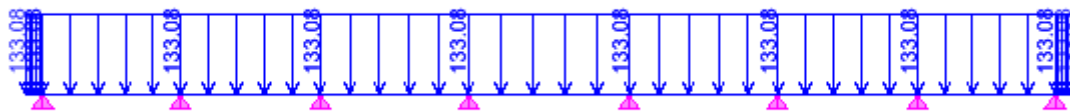


Figure VII-12 : Le chargement à ELU en KN

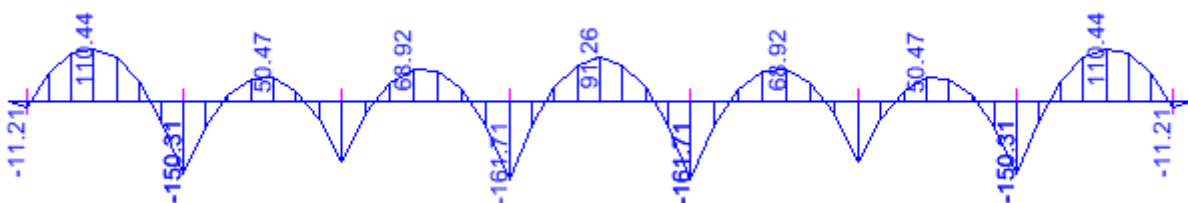


Figure VII-13 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

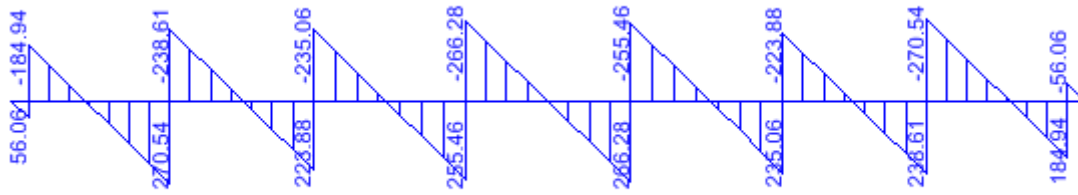


Figure VII-14 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.

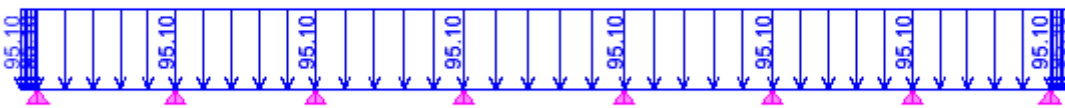


Figure VII-15 : Le chargement à ELS en KN.

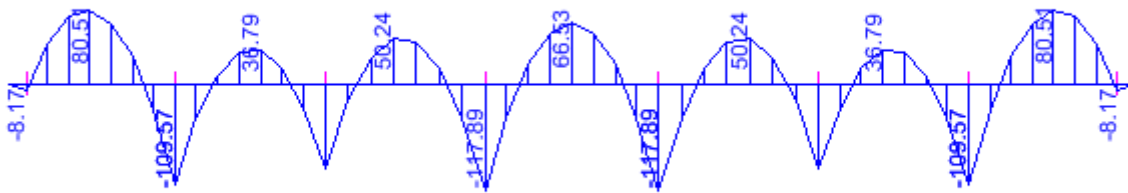


Figure VII-16 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

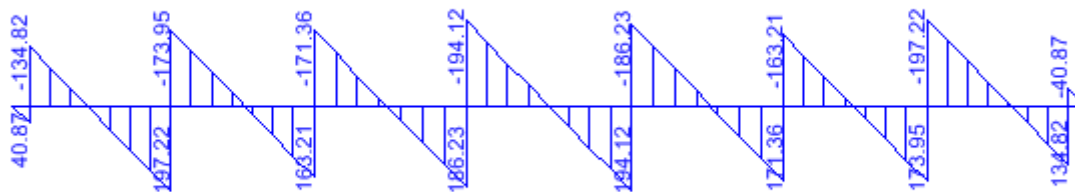


Figure VII-17 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

✚ Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max} = 174.55 \text{KN.m}$	$M_{tu \max} = 110.44 \text{KN.m}$
$M_{au \max} = 216.60 \text{KN.m}$	$M_{au \max} = 161.71 \text{KN.m}$
$M_{ts \max} = 127.75 \text{KN.m}$	$M_{ts \max} = 80.51 \text{KN.m}$
$M_{as \max} = 157.90 \text{KN.m}$	$M_{as \max} = 117.89 \text{KN.m}$
$T_{u \max} = 331.64 \text{KN}$	$T_{u \max} = 270.54 \text{KN}$

**VII-4-1) Calcul du ferrillage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 40 \text{ cm}$        $d = 73 \text{ cm}$        $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$        $\sigma_s = 34.8 \text{ MPa}$

		M KN.m	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
Sens longitudinal	Appui	161.71	0.053	0.972	6.55	15.75	6HA20	18.85
	Travée	110.44	0.036	0.982	4.43	15.75	6HA20	18.85
Sens transversal	Appui	216.60	0.072	0.963	8.85	15.75	6HA20	18.85
	Travée	174.44	0.058	0.970	7.08	15.75	6HA20	18.85

**VII-4-2) Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieures à la condition minimale.

❖ **Armatures transversales :**

❖ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \theta_t, \frac{b}{10}\right) = \min(21.43, 16, 40) \text{ mm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

❖ **Espacement des armatures :**

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm.}$$

Soit:  $S_t = 20 \text{ cm.}$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{75}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{18.75 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}\} = 18.75 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 15 \text{ cm.}$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.40 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 331.64 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{331.64 \times 10^3}{400 \times 730} = 1.14 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

**VII-4-3) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifiée que :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

		$M_u$ KN.m	$M_s$ KN.m	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\mu$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens longitudinal	Appui	161.71	117.89	1.37	0.053	0.068	0.44	Vérifiée
	Travée	110.44	80.51	1.37	0.036	0.046	0.44	Vérifiée
Sens transversal	Appui	216.60	157.90	1.37	0.072	0.093	0.44	Vérifiée
	Travée	174.44	127.75	1.37	0.058	0.075	0.44	Vérifiée

**Remarque :**

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

**VIII) Introduction :**

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres.

**VIII-1) Pré dimensionnement du mur plaque :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalle continues.

D'après l'article (7.7 RPA99 version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm.

On opte pour une épaisseur de 25cm.

**VIII-2) Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et doublement appuyé au plancher de sous-sol.

Un joint de 2,5 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

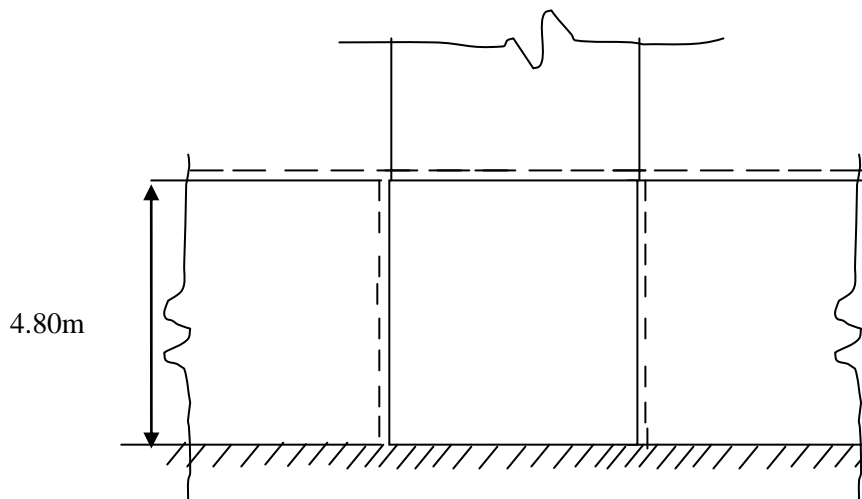


Figure VIII-1: coupe du mur plaque

**VIII-2- 1) Pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

**1- Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3 :**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot k_{ad} \cdot [1 \pm k_v] \cdot \gamma \cdot H^2$ , appliquée horizontalement à  $\frac{H}{2}$  au dessus de la base de la semelle du mur.

Avec :

$k_{ad}$  : Coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

$\gamma$  : Poids volumique du sol du remblai.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

$H$  : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$ .

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$$

$K_h = A$  : Coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$K_v = k_v \pm 0,3.k_h$  : Contrainte verticale (**Art 10.4.2**)

## 2- Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique :  $\gamma = 22 \text{ KN / m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$  (sol pulvérulent)
- Surcharges éventuelles :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte du sol : 1.16 bars

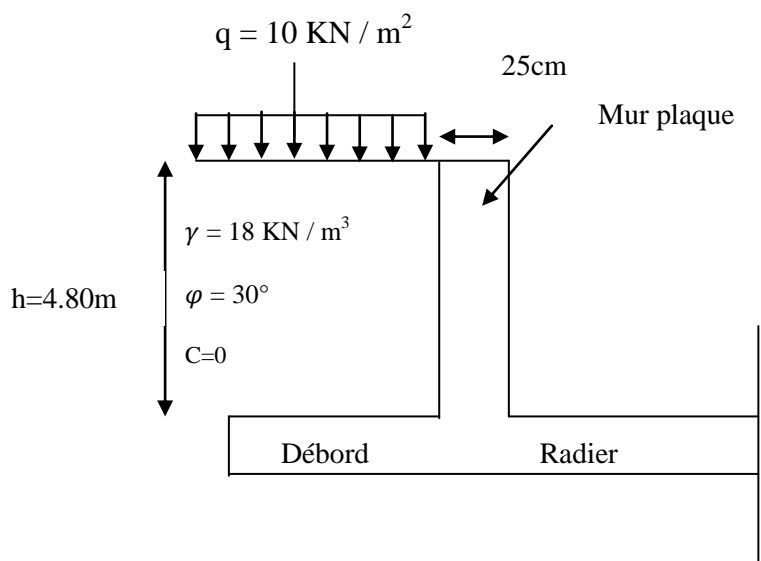


Figure VIII-2 : Caractéristiques du sol.

**3- Détermination des sollicitations (méthode de Rankine) :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_H$ : Contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = k_0 \cdot \sigma_v$$

$$k_0 = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,27$$

avec :

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

➤ **ELU**

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0(1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,27 \times 1,5 \times 10 = 4,05 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4.80 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,27 \times (1,35 \times 22 \times 4.80 + 1,5 \times 10) = 42.54 \text{ kN/m}^2$$

➤ **ELS**

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0(\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,27 \times 10 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4.80 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,27 \times (22 \times 4.80 + 10) = 31.21 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Calcul dynamique :**

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$k_h = A = 0,15$  : Coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$$k_v = \pm 0,3 \quad k_h = 0,045$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2} = 0,36$$

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)} = 8,17^\circ$$

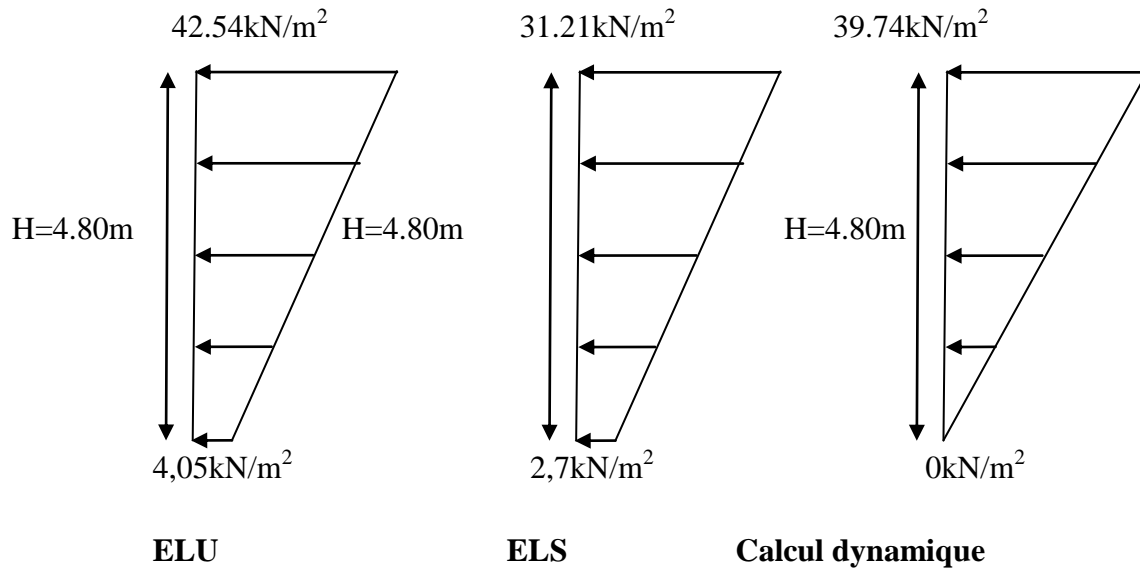
$$\beta = 0$$

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = \sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma x h = 8,28 x h$$

$$h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_H=0 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4.80\text{m} \longrightarrow \sigma_H=39.74 \text{ kN/m}^2$$

**4- Diagrammes des contraintes :**



**Figure VIII-3 : Diagrammes des contraintes.**

**VIII-3) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :**

a) **Calcul dynamique :**  $q_{dyn} = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 39.74 + 0}{4} = 29.81 \text{ KN / ml}$

b) **ELU**

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 42.54 + 4.05}{4} = 32.92 \text{ KN / ml}$$

c) **ELS**

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 31.21 + 2.7}{4} = 24.08 \text{ KN / ml}$$

**VIII-4) Ferrailage du mur plaque :**

**1- Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : **0,85**
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 → appui de rive.
  - 0,5 → autre appui.

➤ **Identification des panneaux :**

- **le plus grand panneau :**

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,8\text{m} \\ l_y = 4,0\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 > 0,4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les (02) sens}$$

- **Le plus petit panneau :**

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,25\text{m} \\ l_y = 3,50\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 > 0,4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les (02) sens}$$

✓ **ELU :**

$$\varphi = 0,95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0410 \times 32,92 \times 3,8^2 = 19,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,888 \times 19,49 = 17,31 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments :**

**Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 19,49 = 9,75 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0x} = 16,57 \text{ kN.m}$$

**Sens YY :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 17,31 = 8,65 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0y} = 14,71 \text{ kN.m}$$

✓ ELS :

$$\varphi=0,95 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0483 \times 24,08 \times 3,8^2 = 16,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,923 \times 24,08 = 22,22 \text{ kN.m}$$

- Corrections des moments :

Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 16,79 = 8,39 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 16,79 = 14,27 \text{ kN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 22,22 = 11,11 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 22,22 = 18,89 \text{ kN.m}$$

2- Ferrailage :

Sens	Zone	$M_u$ (kN.m)	$\mu_b$	Nature de la section	$\beta$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{dopt}}$ ( $\text{cm}^2$ )	choix	St (cm)
XX	appuis	9.75	0.014	SSA	0.993	1.28	2.5	7.70	5HA14	15
	travée	16.57	0.024	SSA	0.988	2.19	2.5	7.70	5HA14	15
YY	appuis	8.65	0.012	SSA	0.994	1.14	2.5	7.70	5HA14	15
	travée	14.71	0.021	SSA	0.989	1.94	2.5	7.70	5HA14	15

Tableau VIII-1- Tableau des résultats :

VIII-5) Vérification à l'ELS :

1) Armatures horizontales :

❖ Calcul des armatures horizontales en appuis :

$$A_v = \frac{AS}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage : soit **5 HA10** ,  $A_v \text{ adopté} = 3,92 \text{ cm}^2$ . Avec : **St = 17 cm**.

❖ Calcul des armatures horizontales en travée :

$$A_v = \frac{AS}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

**Le ferrailage :** soit **5 HA10** ,  $A_{v \text{ adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2$ . Avec : **St = 17cm**.

**2) Armatures transversales** (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement **des épingles** dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle par mètre carré de diamètre  $\phi 8$ .

**3) vérification de la contrainte dans le béton :**

**b) Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**c) Etat limite de fissuration :**

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{n \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

avec :  $\eta = 1,6$

$$\bullet \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 22} = 0,35 \longrightarrow \beta_1 = 0,908 \text{ et } K_1 = 39,35$$

$\sigma_s$  : Les contraintes dans les aciers.

$\sigma_b$  : Les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_s$ (kN.m)	$\rho$	$\beta$	K1	$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	condition
XX	appuis	7.70	13.71	0.35	0.908	39.35	2.26	15	89.13	201.63	vérifiée
	travée	7.70	23.30	0.35	0.908	39.35	3.85	15	151.48	201.63	vérifiée
YY	appuis	7.70	11.99	0.35	0.908	39.35	1.98	15	77.95	201.63	vérifiée
	travée	7.70	20.38	0.35	0.908	39.35	3.37	15	132.50	201.63	vérifiée

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

### Conclusion :

Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

#### d) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Pour se dispenser de la flèche il faut que :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{400} = 0,0625 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{0,85 \times 27,19}{20 \times 27,19} = 0,0425 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{9,24}{100 \times 17,5} = 0,0053 < \frac{9,24}{400} = 0,0231 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \geq 0,0625$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

# Conclusion

L'analyse et l'interprétation des résultats effectués dans chacune des différentes étapes, nous permettent de conclure ce qui suit :

- La première partie du travail qui consiste à pré-dimensionner les éléments principaux nous permettent de conclure que le choix des dimensions adoptées à cette première étape n'est en général pas définitif. En effet, l'analyse des ferrailages obtenus, à titre d'exemple les poteaux (SEC, ferrailage adopté est celui du minimum exigé par le RPA) nous oblige à revoir à la baisse les dimensions des poteaux afin que les armatures des poteaux remplissent réellement leur fonction. un pré- dimensionnement excessif des éléments porteurs conduit à une structure lourde donc une économie de béton on satisfaite et est à éviter surtout si elle est bâtie sur un sol de capacité portante faible.
- L'étude au contreventement est une étape non négligeable, dans ce travail. En utilisant la méthode des approximations successives on a pu déterminer rapidement les pourcentages de participation de chacun des portiques et voiles. Par la suite en se basant sur le règlement RPA nous avons pu tirer le type de contreventement de la structure étudiée. Ce bâtiment est contreventée par portiques- voiles relativement à l'article : 4.a. du R.P.A 99 Version 2003.
- Le rapport de sol délivré par le bureau d'étude géotechnique préconise clairement un radier général, le calcul effectuer le confirme, vu que la surface calculée des semelles filantes dépassent largement 50% de la structure totale. On a donc opté pour un radier.
- La présence d'un sous sol nécessite la stabilisation des talus aux alentours, cela s'explique par la mise en place d'un voile de soutènement.

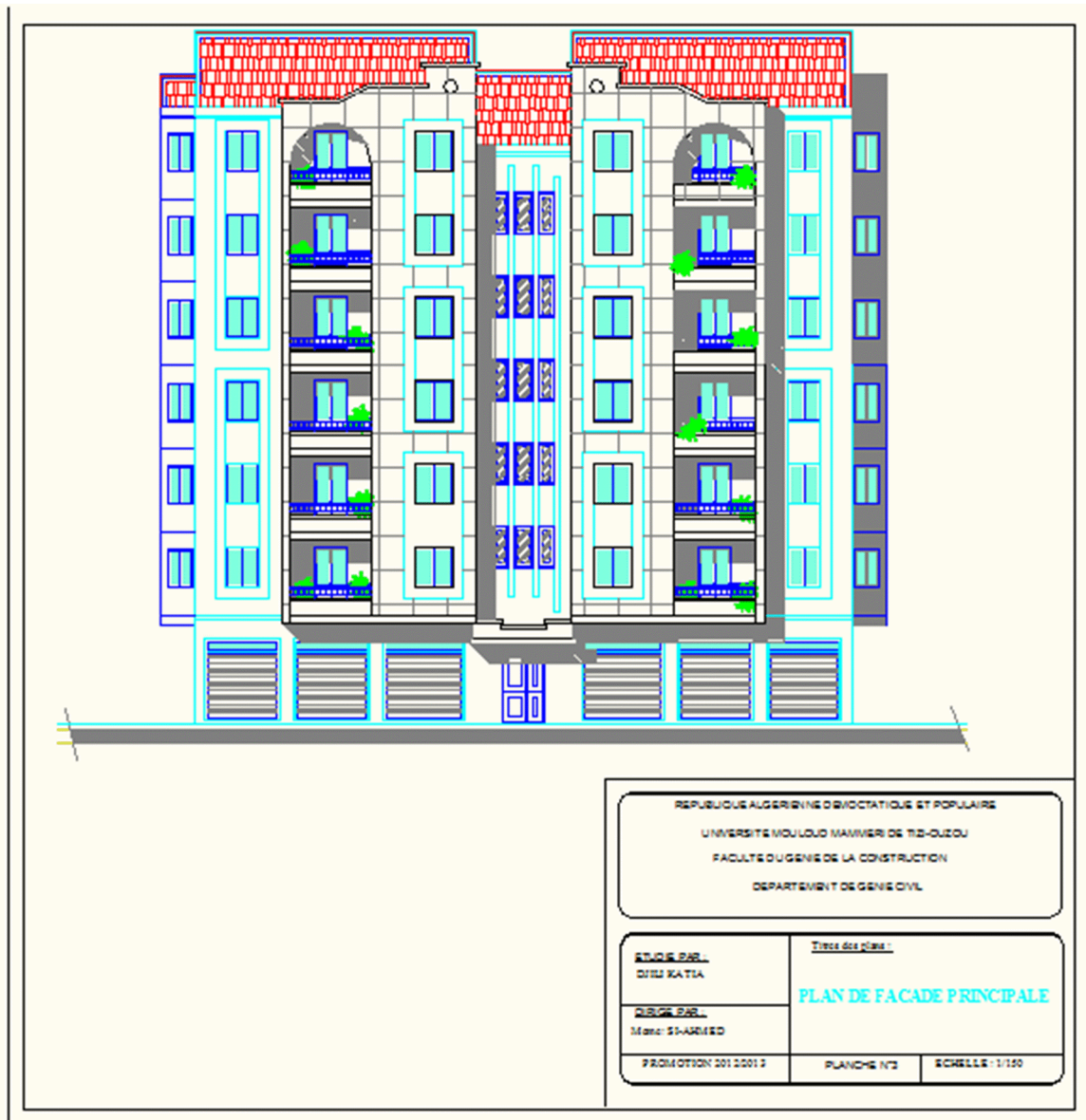
L'utilisation du logiciel ETABS montre bien la rapidité des calculs, néanmoins son utilisation est conditionnée par son adaptation aux règlements Algériens. A cet effet, nous avons veillé dans la configuration et l'injection des données relatives à la structure à respecter cette démarches. Les coefficients injectés tels que : catégorie du site, groupe d'usage, coefficient de comportement, zone de sismicité, système de contreventement ...etc. sont tirés des règlements Algériens.

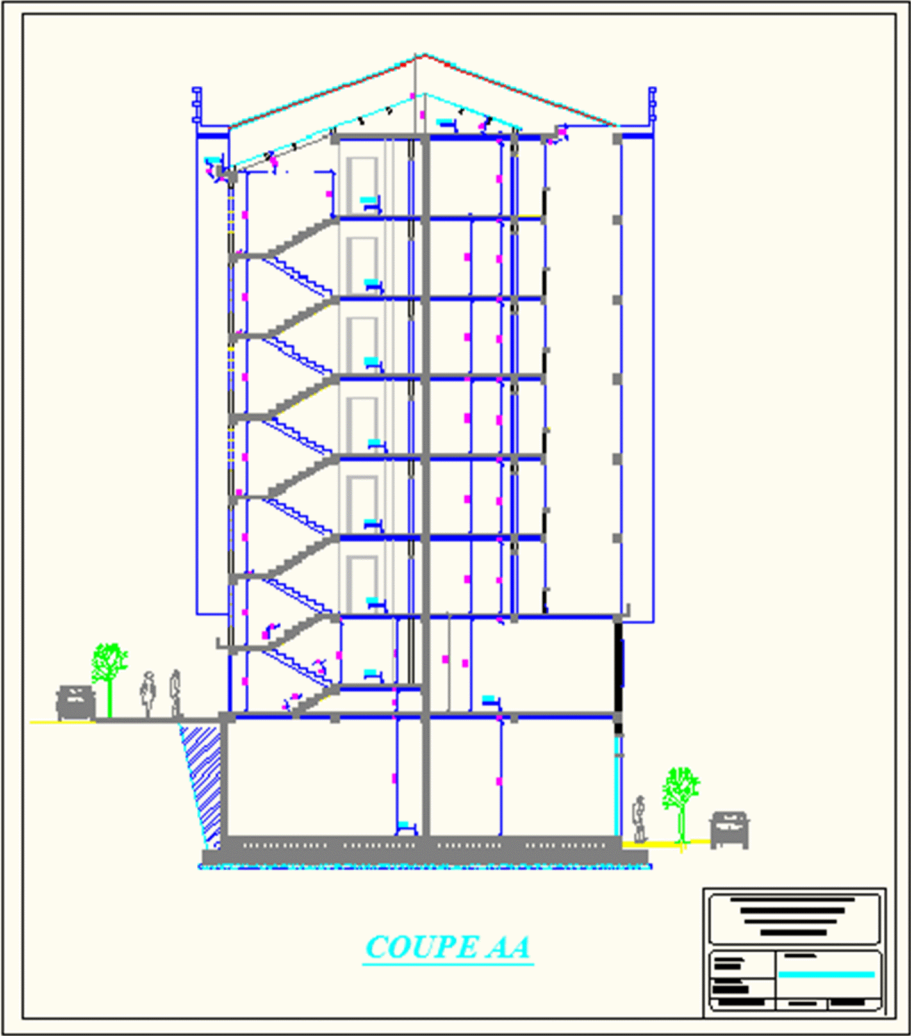
# Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.  
Jean Perchât, Jean Roux
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ Formulaire du béton armé  
Victor DAVIDOVICHI
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ❖ Cours et TD des années de spécialité.
- ❖ Mémoires de fins d'études des promotions précédentes.

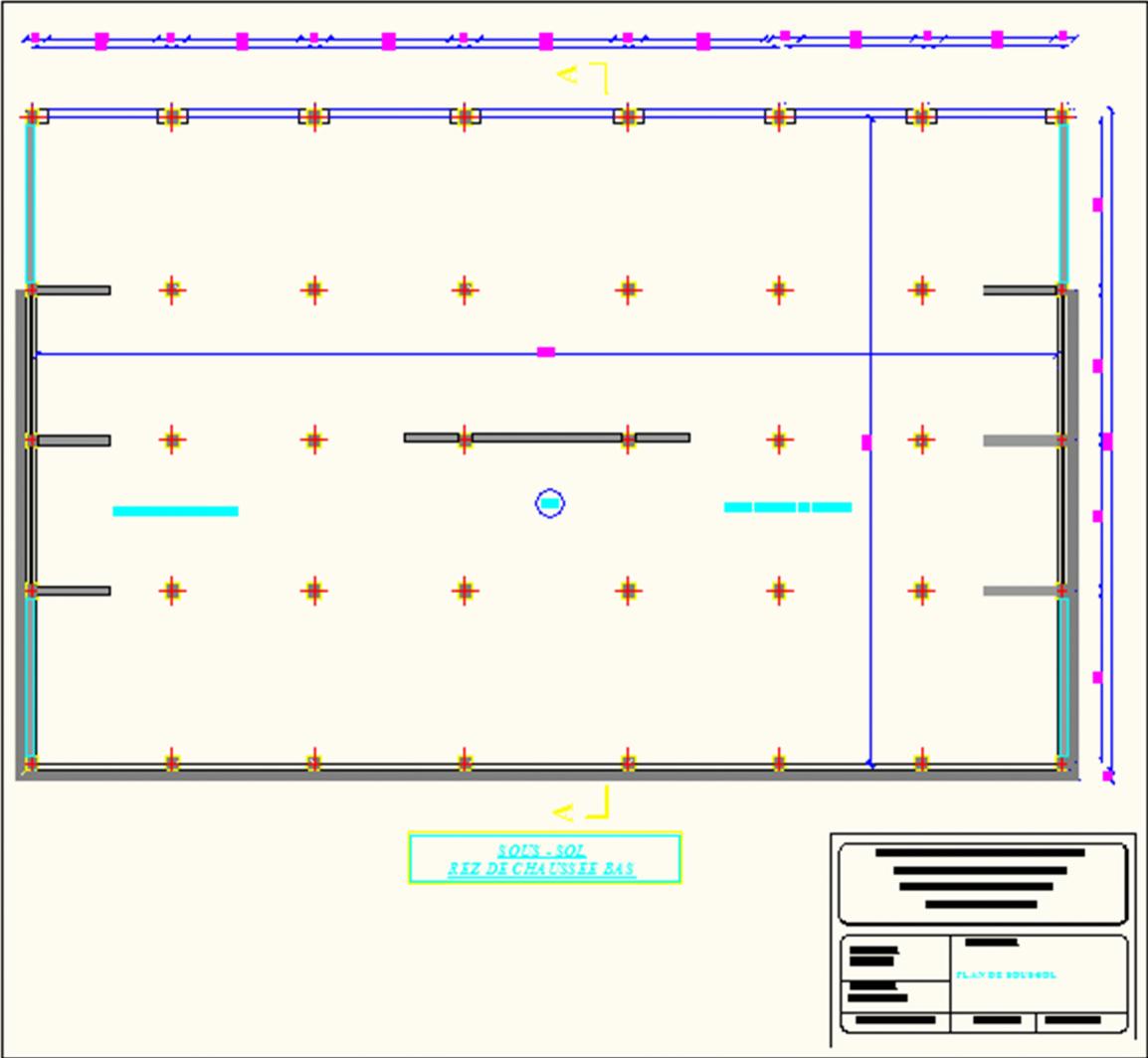
## 1) PLANS ARCHITECTURES :

### 1) Plan de façade principale :

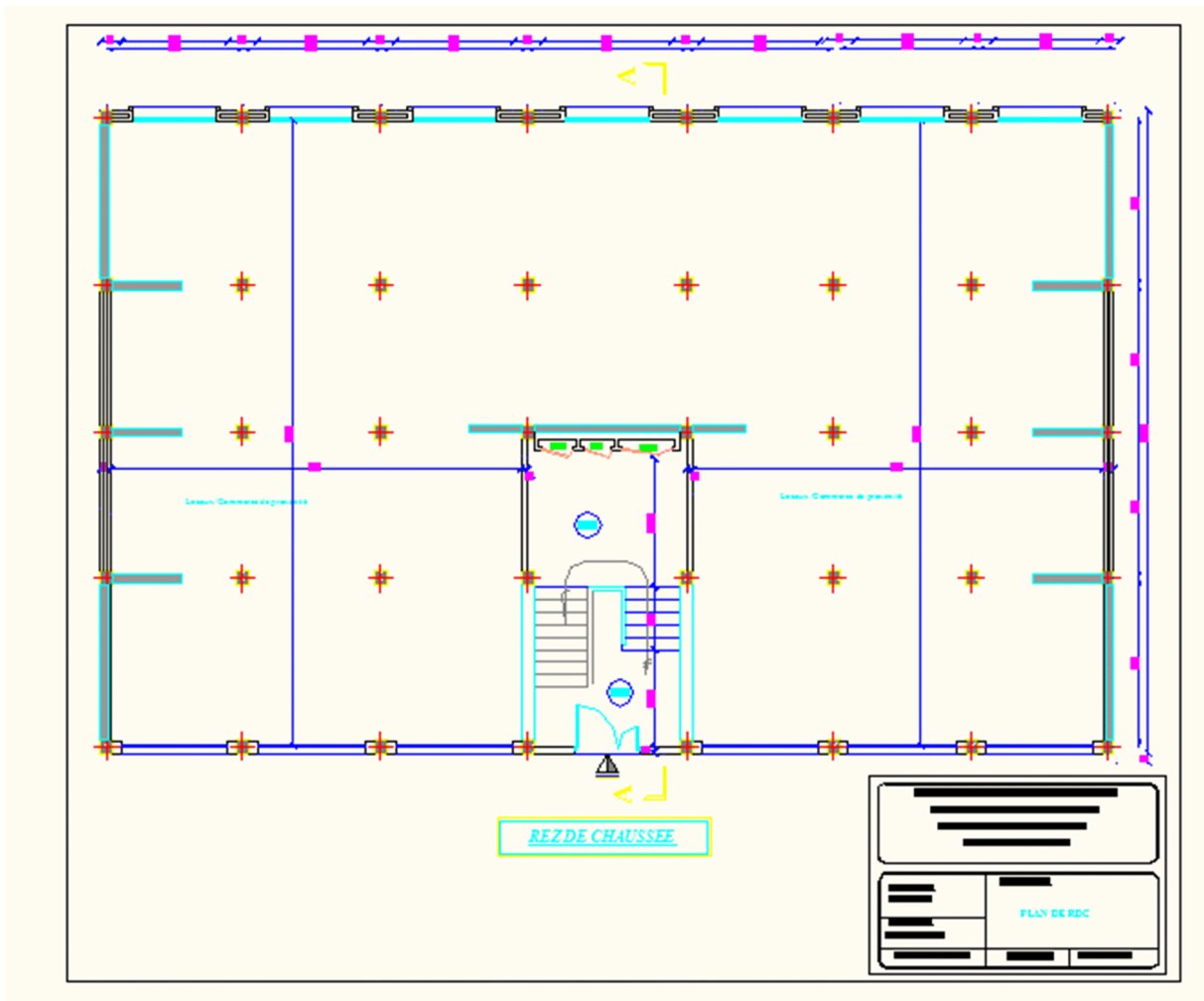




2) Plan de sous-sol:

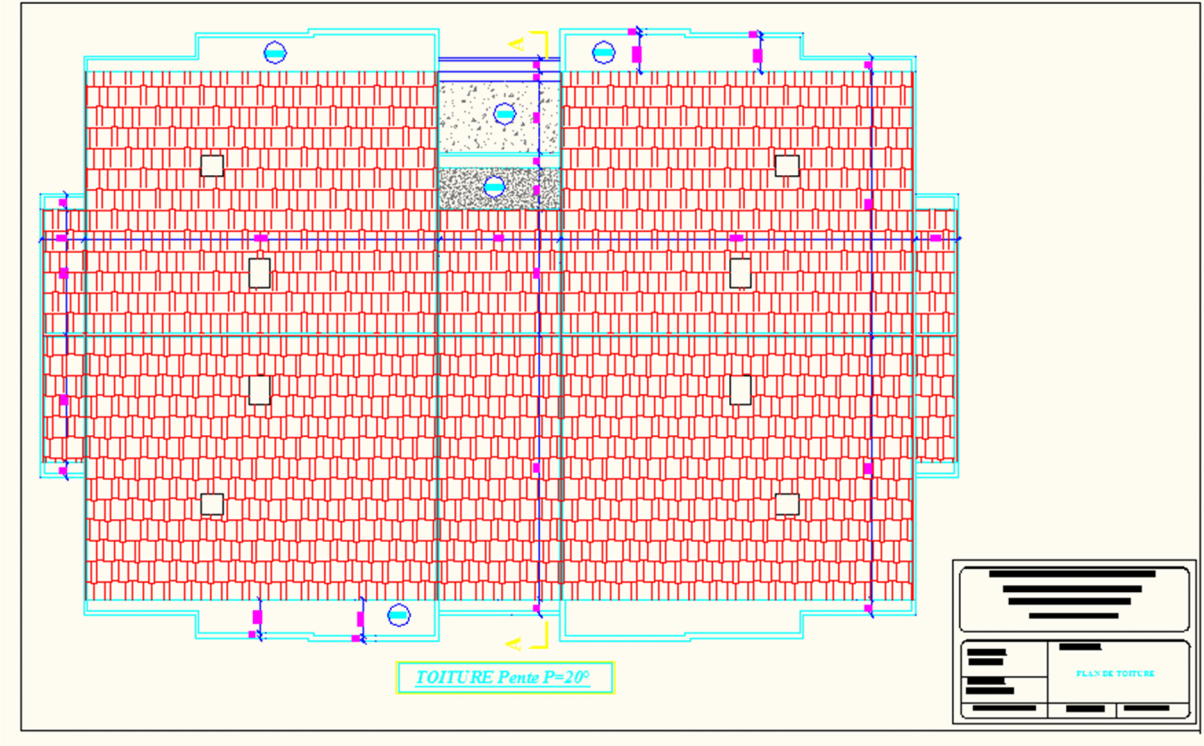


3) Plan de RDC:

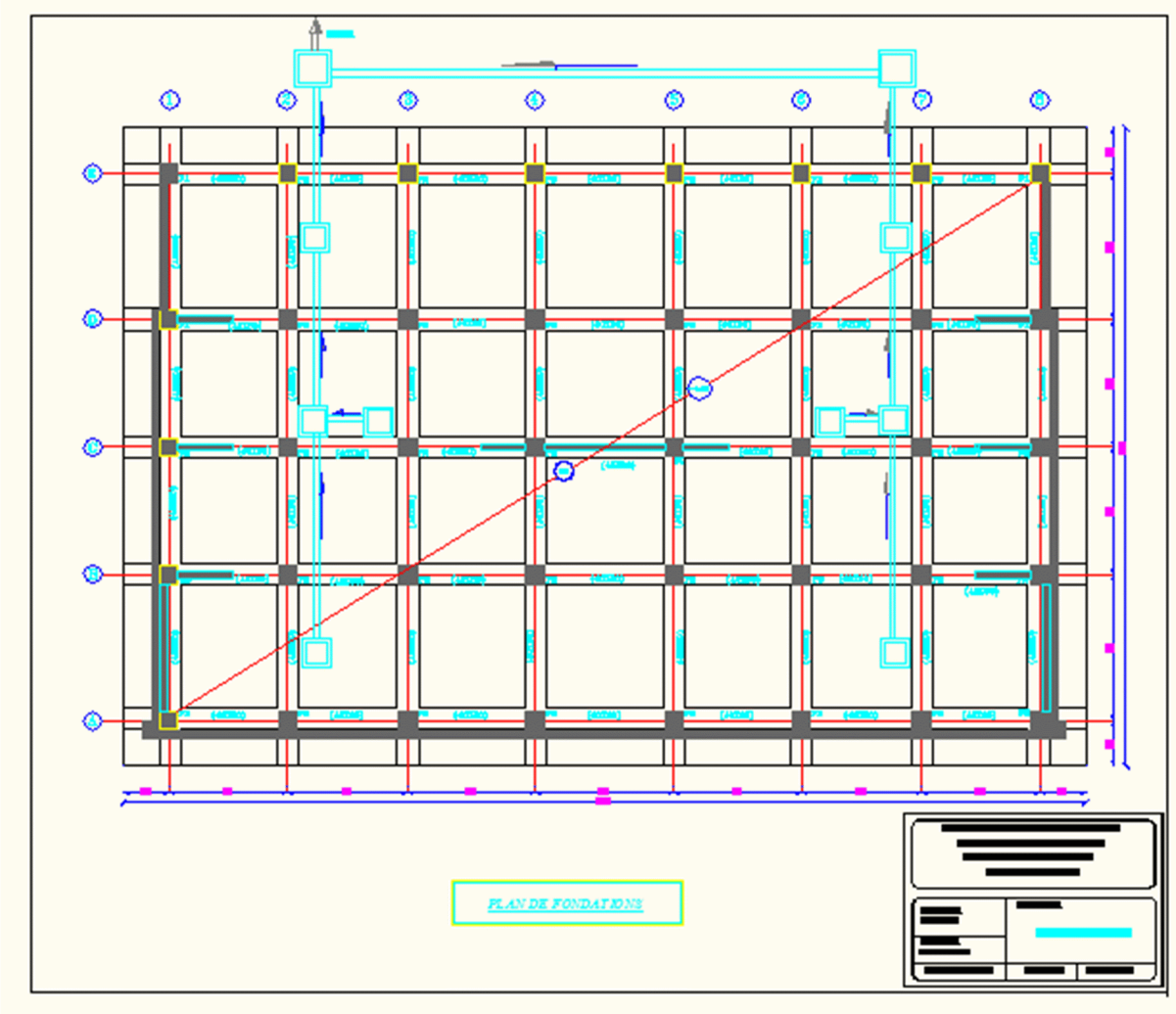




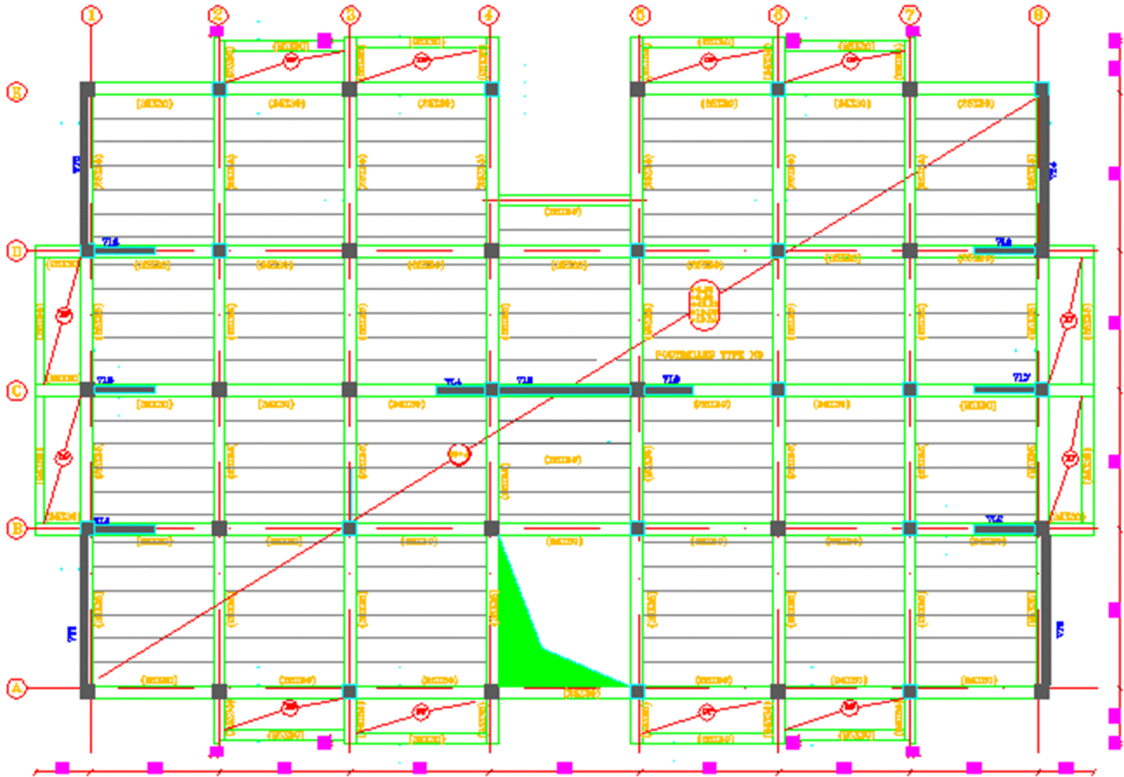
5) Plan de toiture:



5) Plan de fondation:

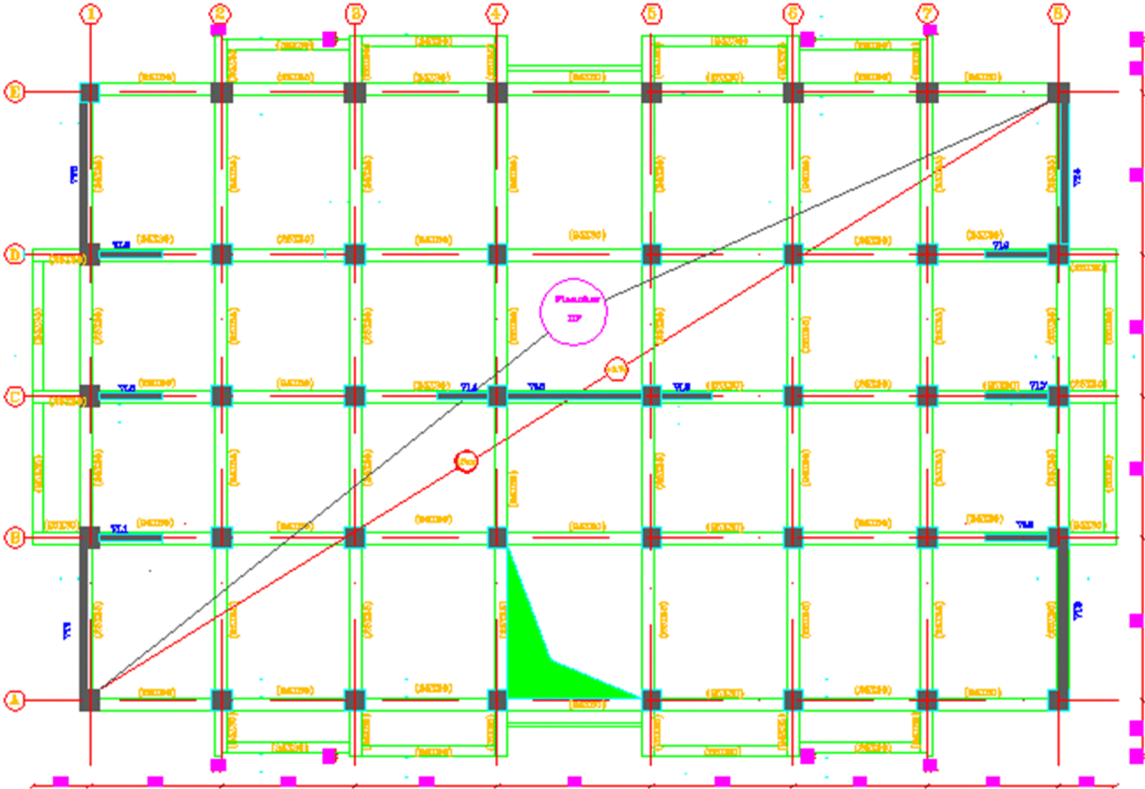


6) Coffrage plancher étage courant:



COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT

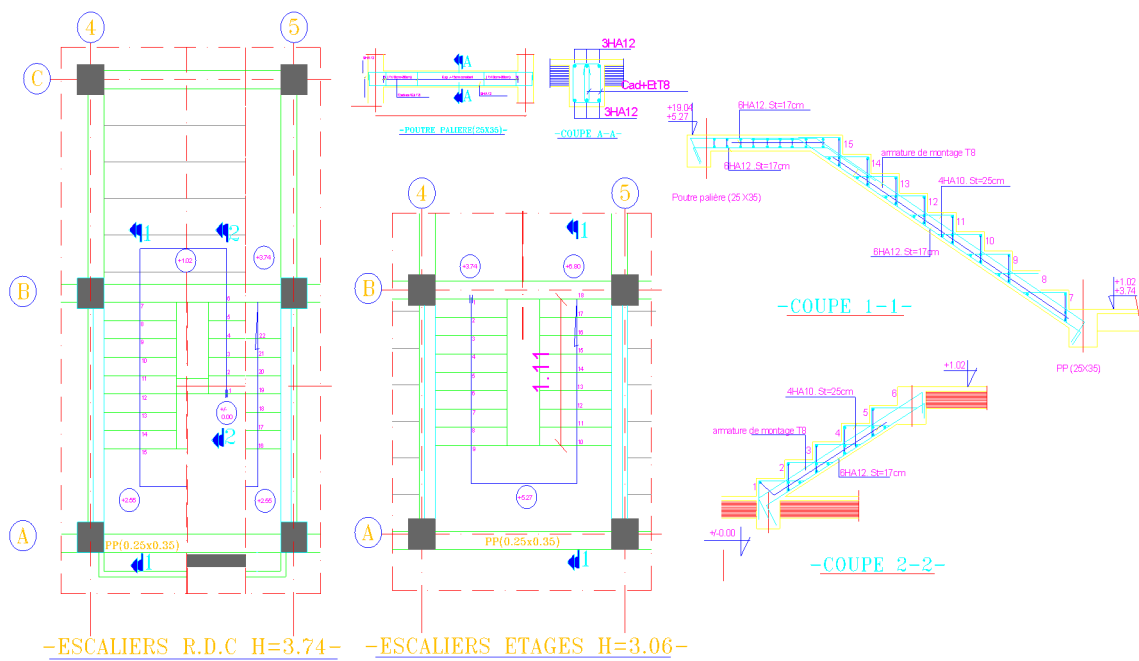
7) Coffrage plancher RDC:



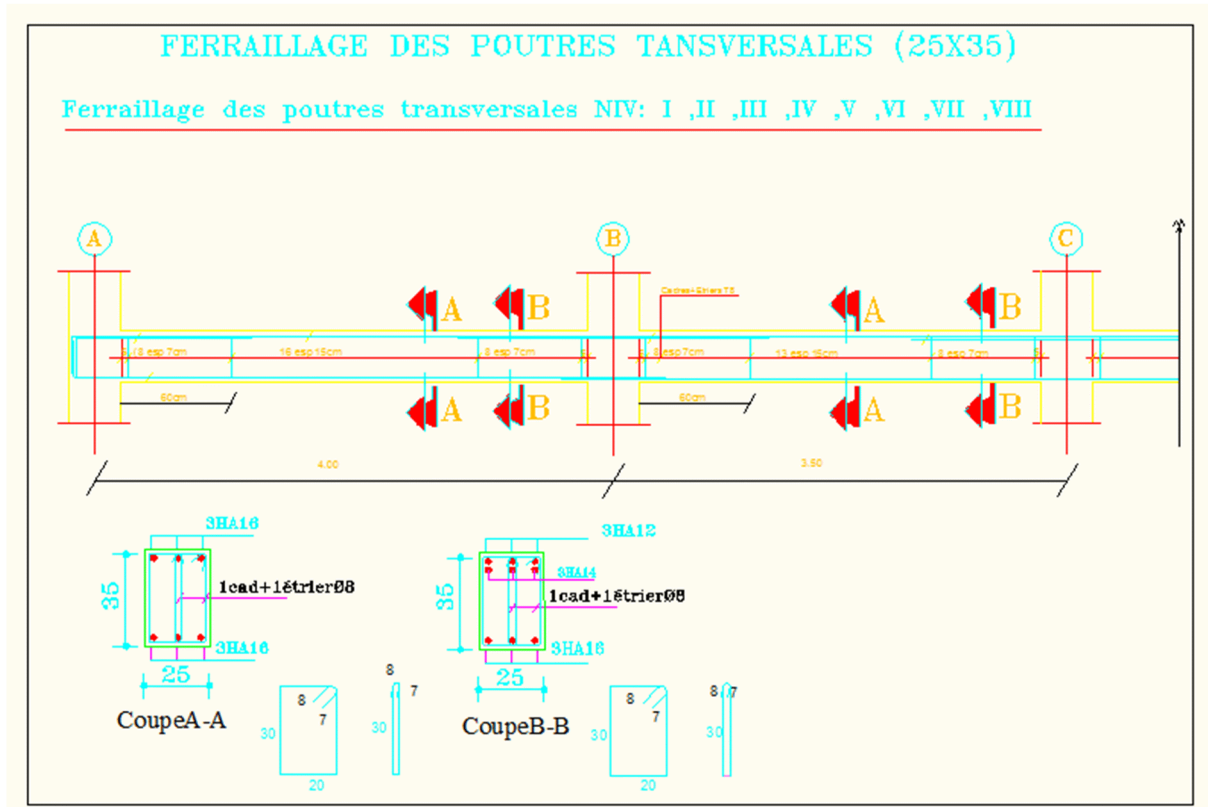
COFFRAGE PLANCHER RDC

## 2) PLANS DE FERRAILLAGES :

### 1) Ferrailage de l'escalier :

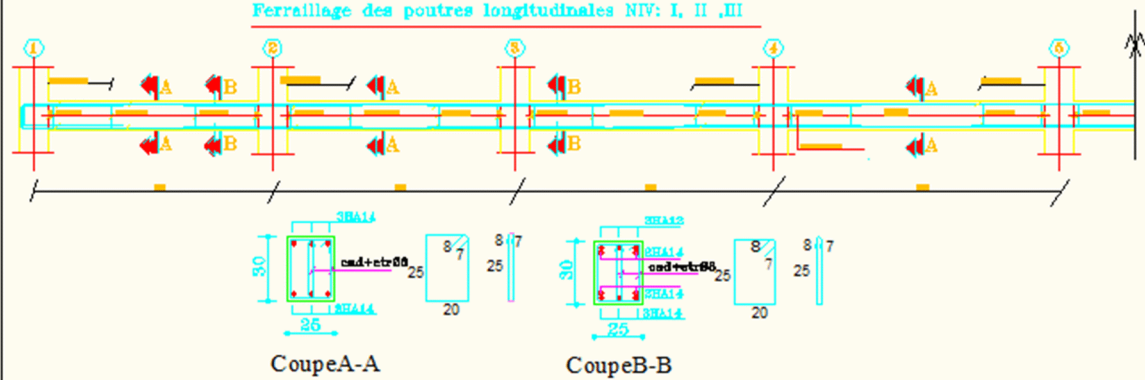


## 2) Ferrailage des poutres :

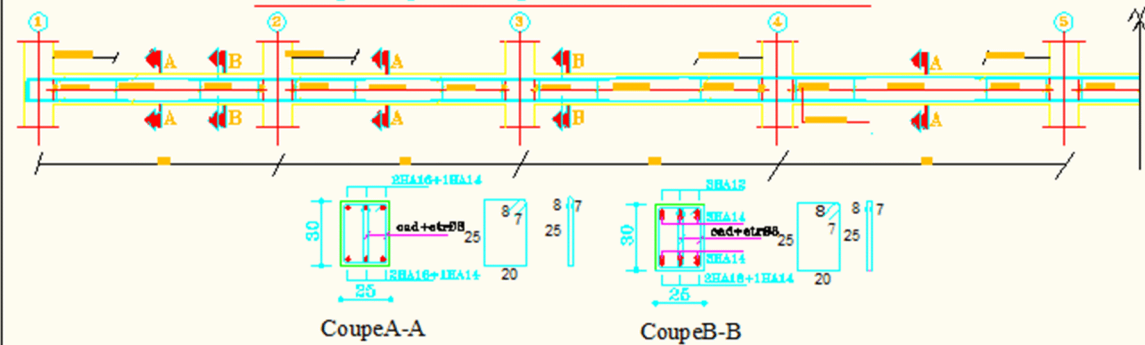


## FERRAILLAGE DES POUTRES LONGITUDINALES (25X30)

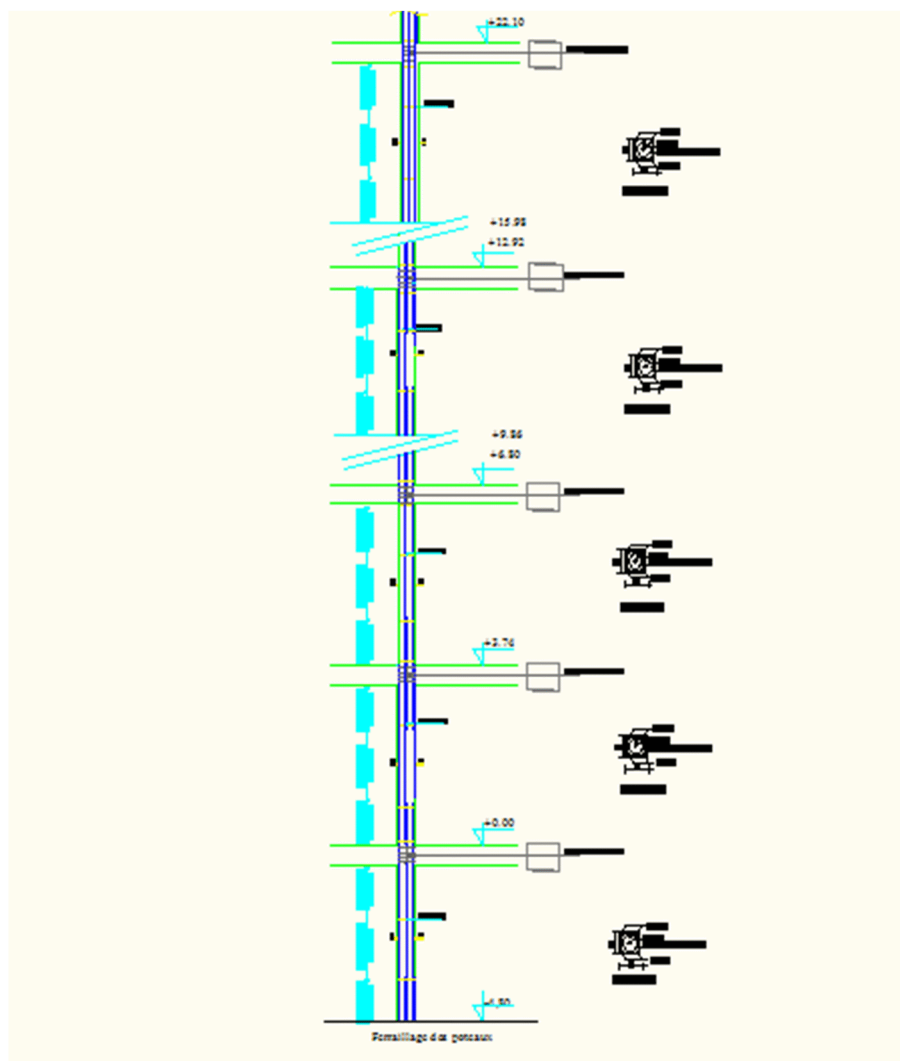
Ferrailage des poutres longitudinales NIV: I, II, III



Ferrailage des poutres longitudinales NIV: IV, V, VI, VII, VIII

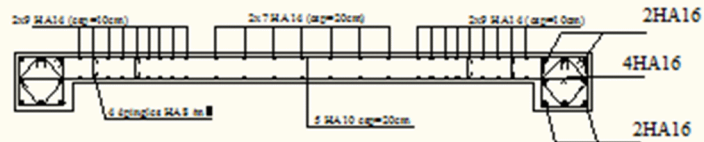


### 3) Ferraillage des poteaux :

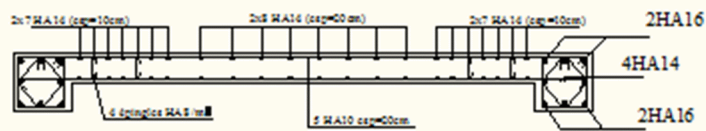


#### 4) Ferraillage des voiles :

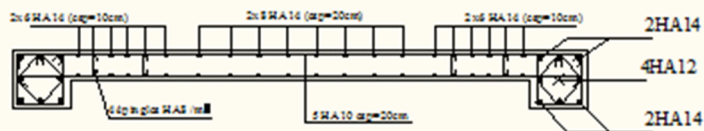
Ferraillage des voiles transversaux 1; 2; 3 et 4 zone I



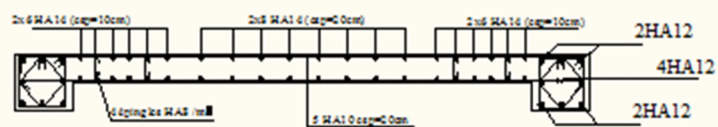
Ferraillage des voiles transversaux 1; 2; 3 et 4 zone II



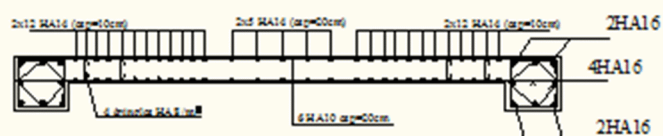
Ferraillage des voiles transversaux 1; 2; 3 et 4 zone III



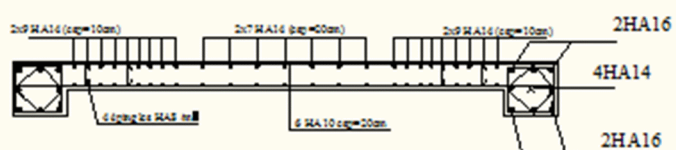
Ferraillage des voiles transversaux 1; 2; 3 et 4 zone IV



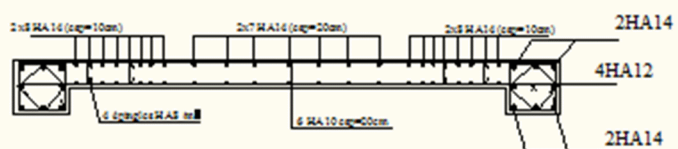
Ferrailage de voile longitudinale 5 zone I



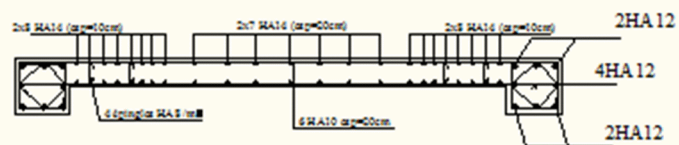
Ferrailage de voile longitudinale 5 zone II



Ferrailage de voile longitudinale 5 zone III



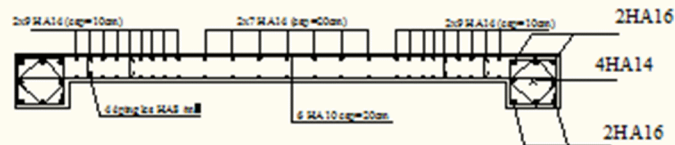
Ferrailage de voile longitudinale 5 zone IV



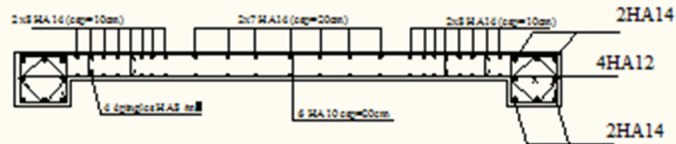
Ferrailage de voile longitudinal 5 zone I



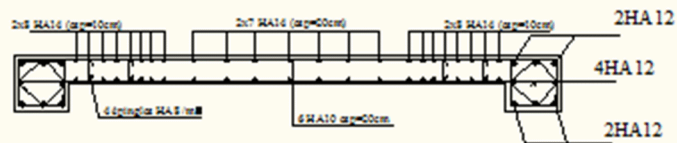
Ferrailage de voile longitudinal 5 zone II



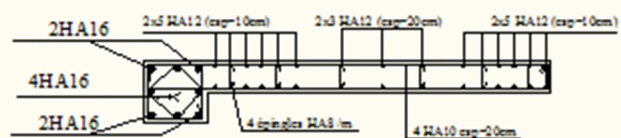
Ferrailage de voile longitudinal 5 zone III



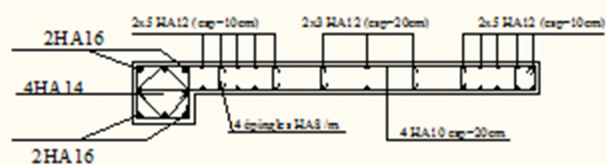
Ferrailage de voile longitudinal 5 zone IV



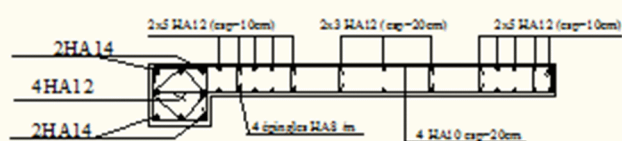
### Ferraillage des voiles longitudinaux 4 et 6 zone I



### Ferraillage des voiles longitudinaux 4 et 6 zone II



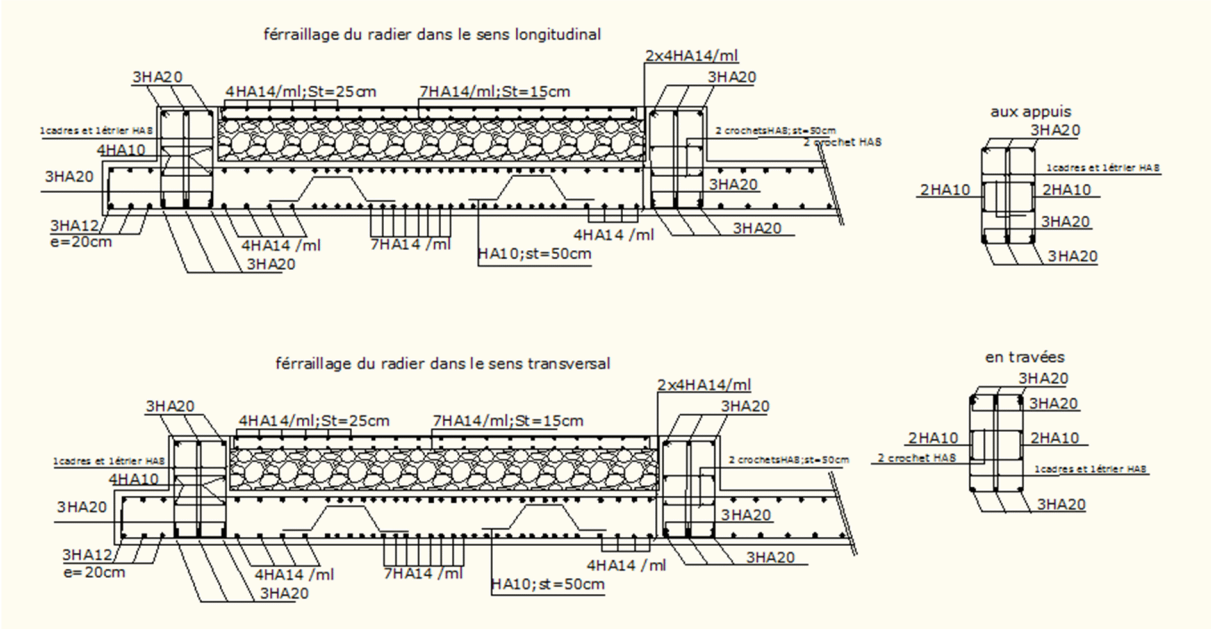
### Ferraillage des voiles longitudinaux 4 et 6 zone III



### Ferraillage des voiles longitudinaux 4 et 6 zone IV



5) Ferraillage de la fondation :



6) Ferraillage du mur plaque :

