



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**



**UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI TIZI-OUZOU**

**FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION**

**Département de Génie Civil**

# **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE**

**En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil**

**Option : Construction Civile et Industrielle**

## **THEME**

**Etude d'un bâtiment (R+9 +S-Sol) à usage d'habitation  
avec un système de contreventement mixte avec interaction  
à l'aide du logiciel ETABS**

**Dirigé par :**

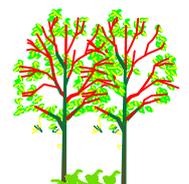
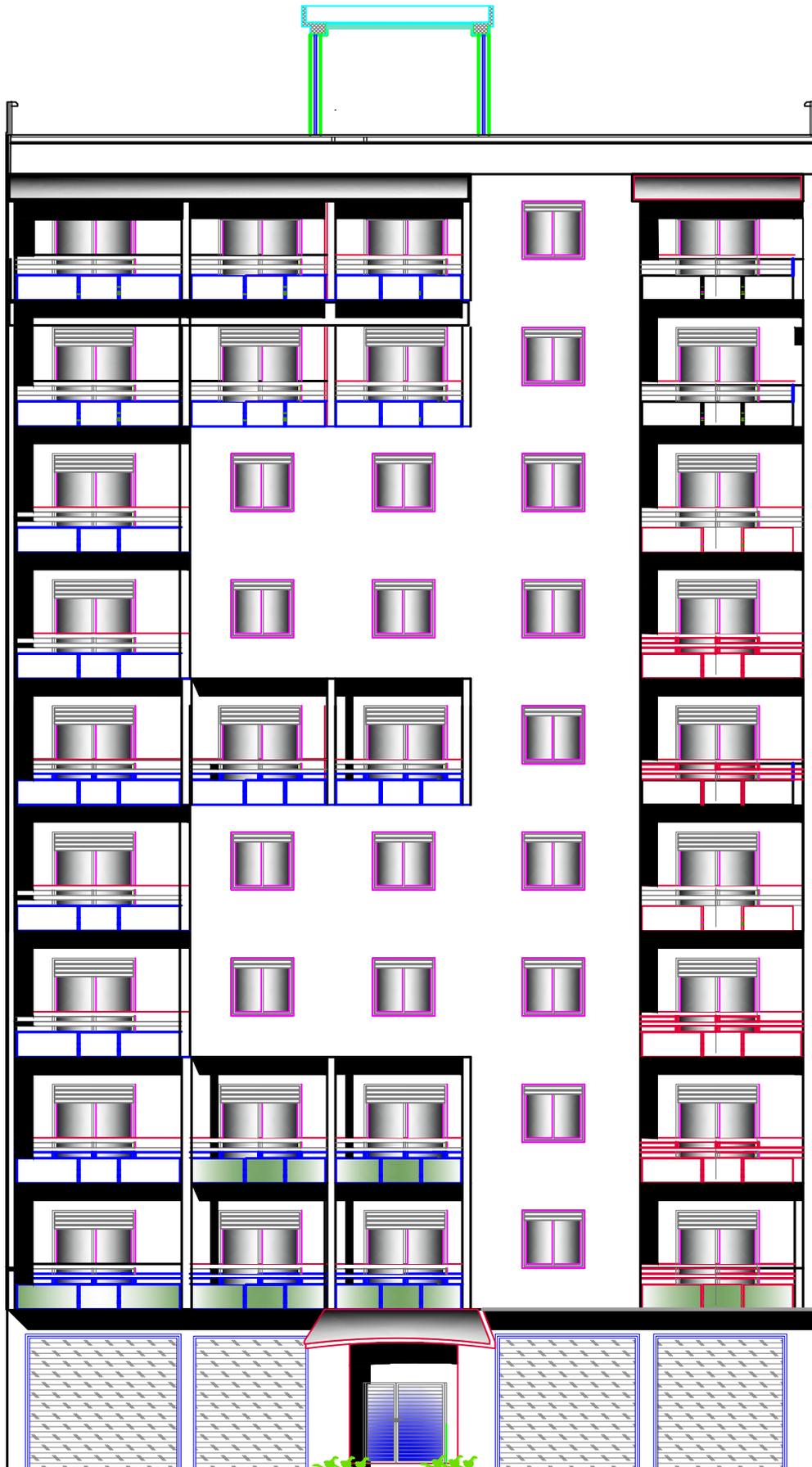
**Mme : BOUZEBOUDJA**

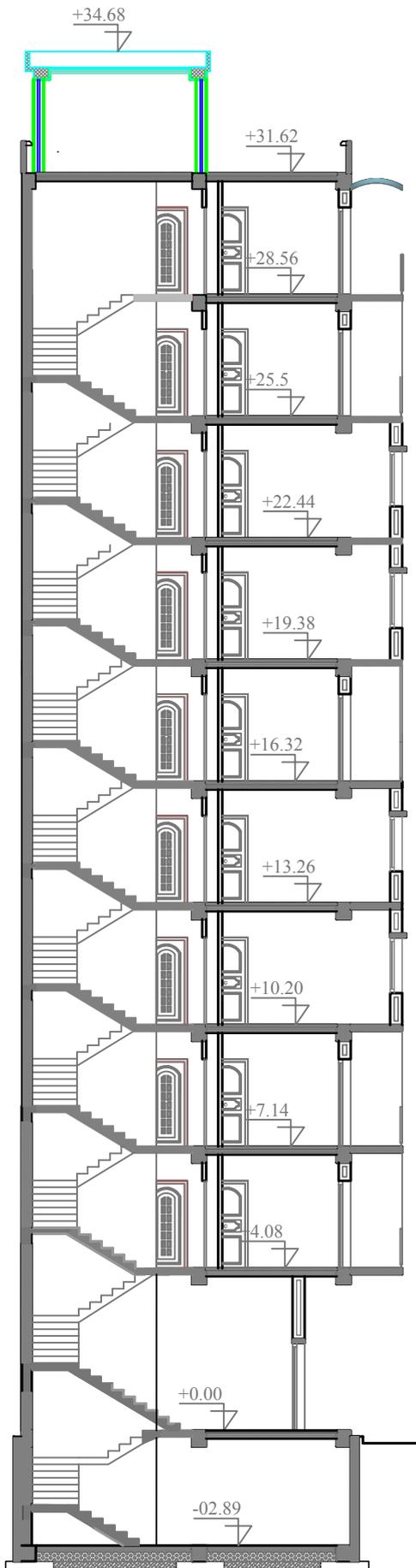
**Présenté par :**

**Mr: ARIB Tahar**

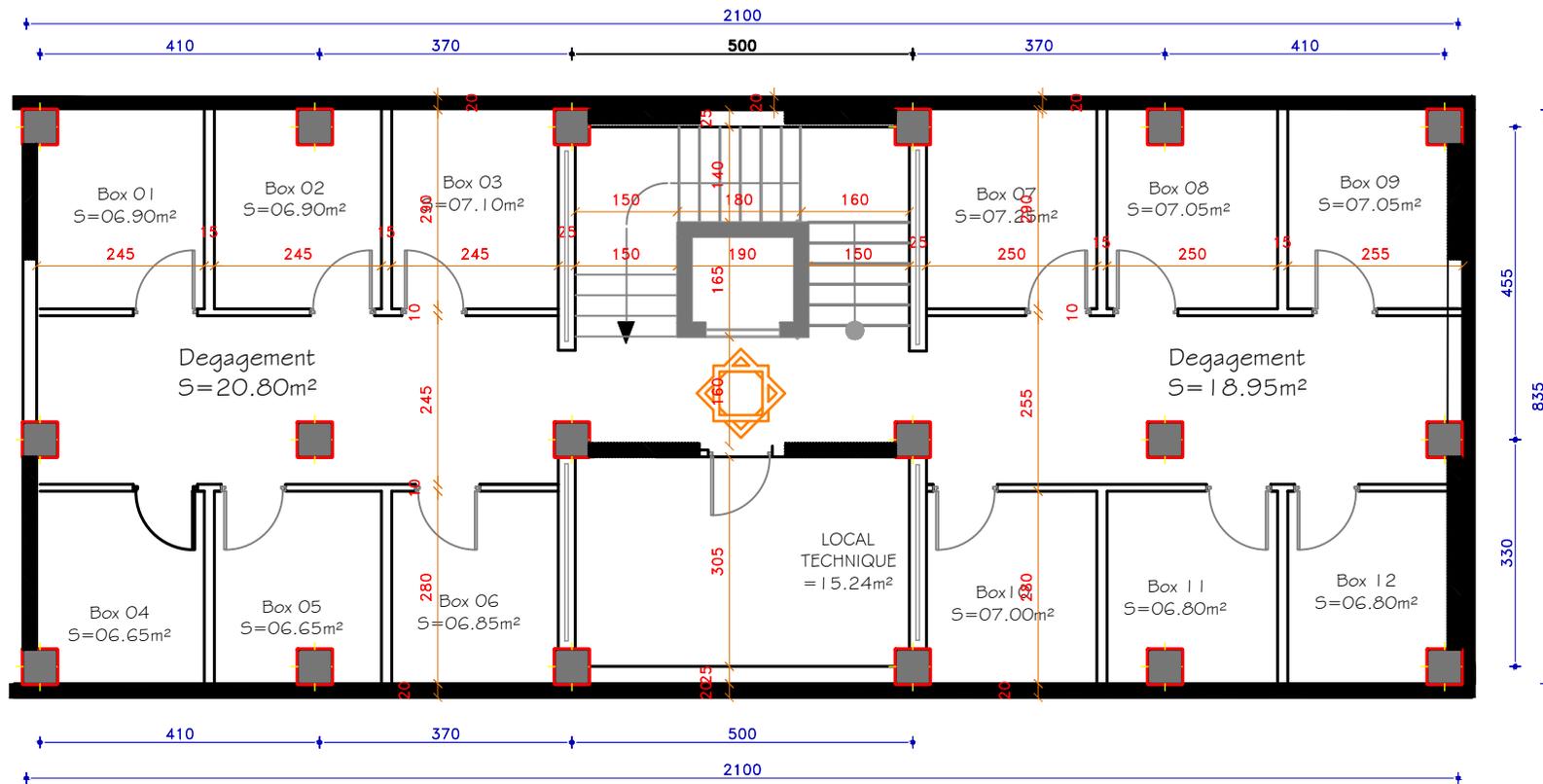
**Mr: HAMMADI Nadjib Rabah**

**Année universitaire : 2018/2019**



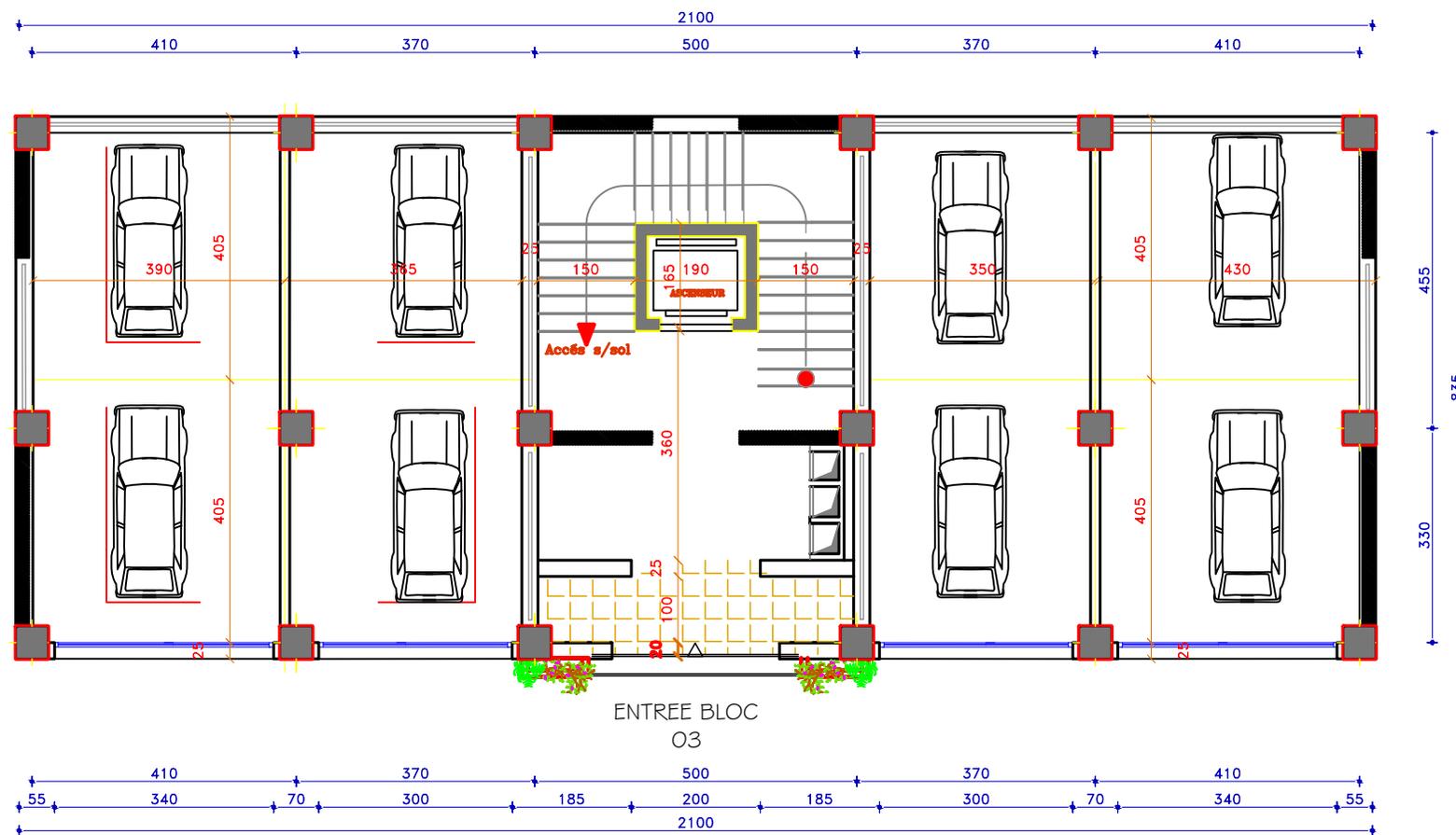


# PLAN DU SOUS SOL NIV (-2.89)

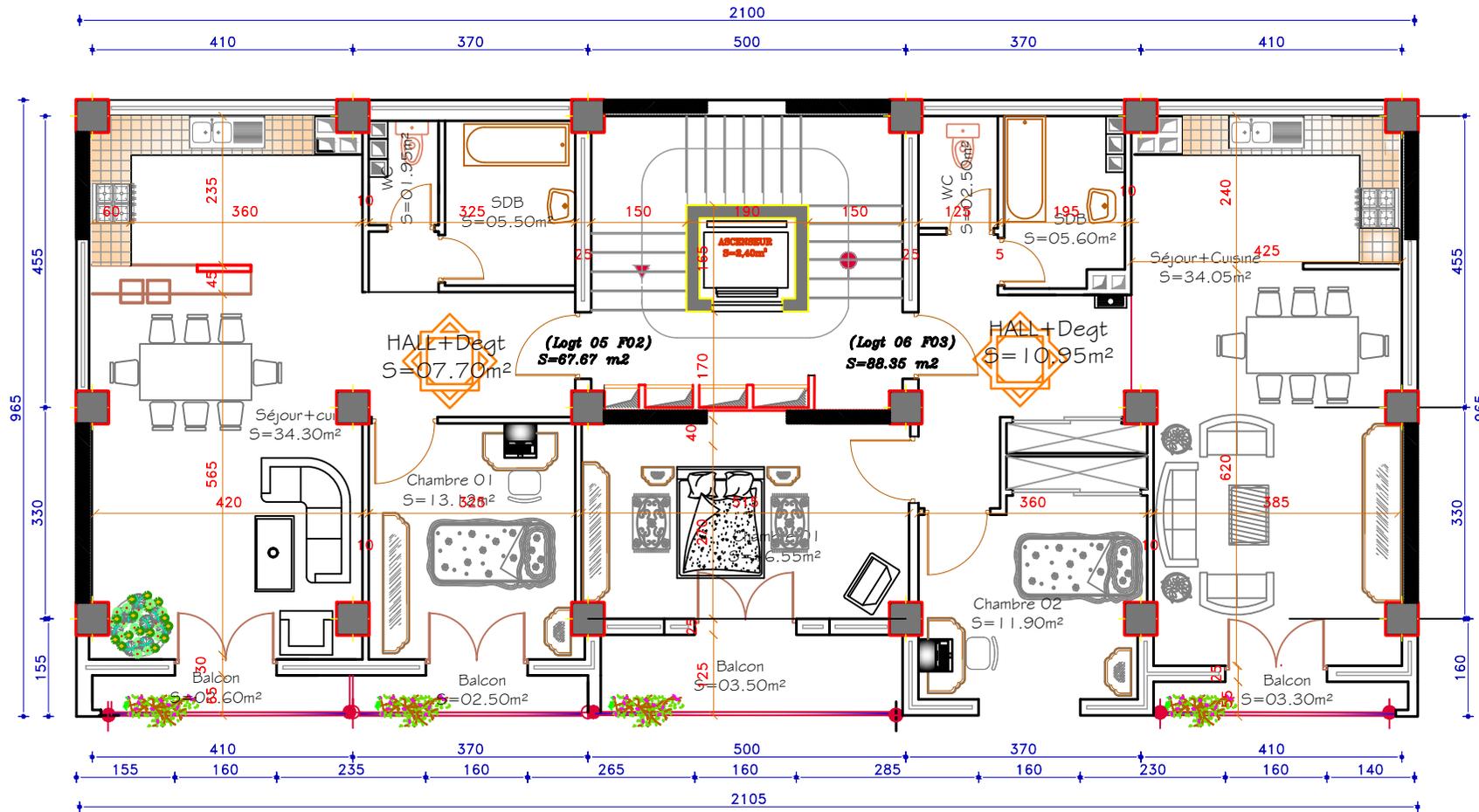


# PLAN DU R-D-C

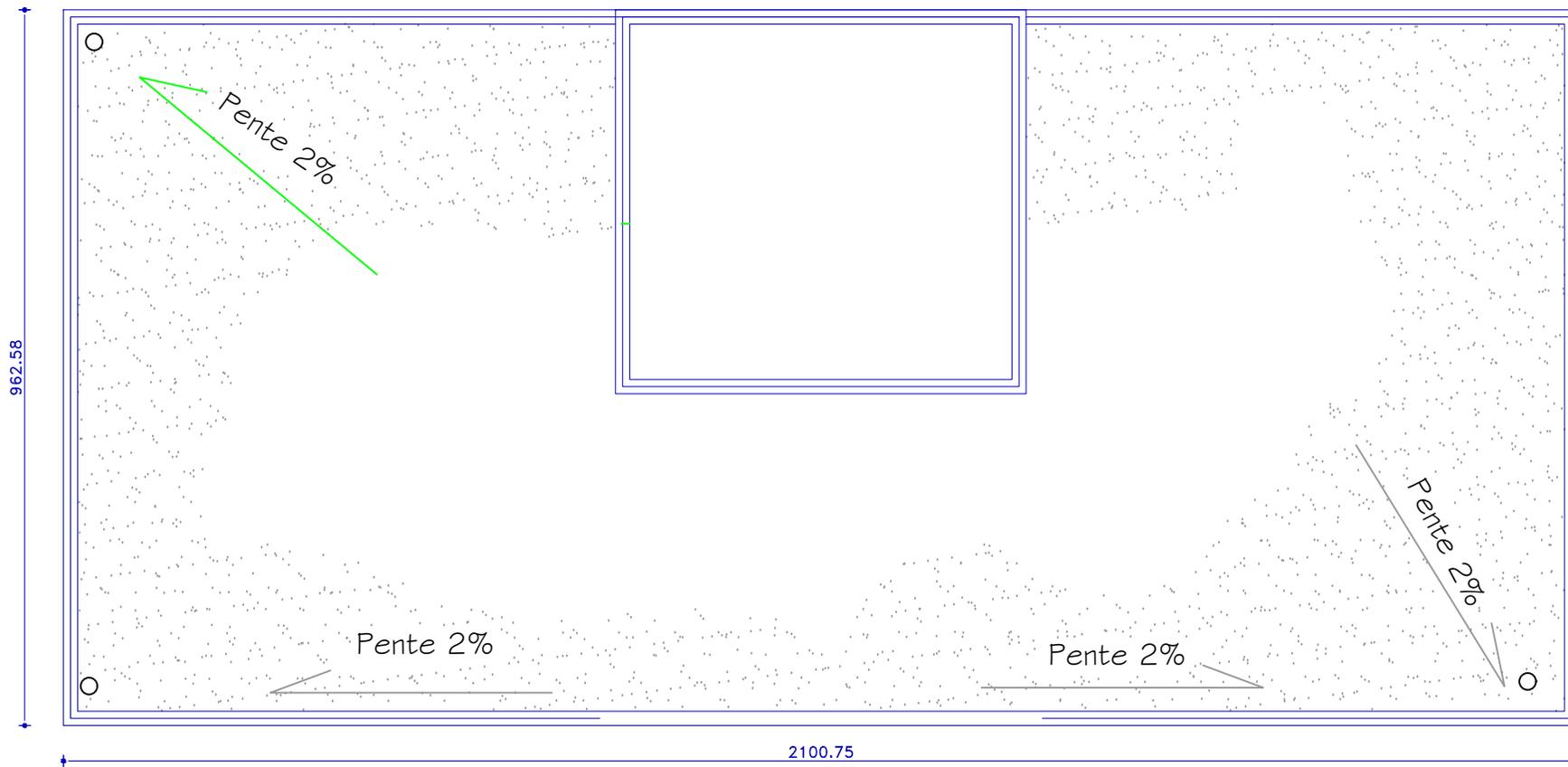
## NIV (+0.00)



# PLAN ETAGE COURANT



# PLAN ETAGE TERRASSE



## I-Présentation de l'ouvrage

### I.1) Introduction:

le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation, ce chapitre porte sur la présentation global de l'ouvrage avec ces différentes caractéristiques, ainsi que ces éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, Les calculs seront faits en tenant compte du règlement parasismique Algérien RPA 99(version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91.

**I.2) Présentation de l'ouvrage :** L'étude portera sur un bâtiment (R+9 +sous-sol avec terrasse inaccessible) à usage d'habitation. Cette construction sera implanté à la wilaya de BOUMERDES classée zone de sismicité élevée (zone III), et considérée comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur ne dépasse pas 48m selon le RPA 99 VERSION 2003.

Notre ouvrage comporte :

- un sous-sol et un rez-de-chaussée.
- Neuf étages courant à usage d'habitation.

### I.3) Caractéristiques géométriques :

Hauteur totale .....	37.57m
Longueur totale .....	21.10m
Largeur totale .....	8.35m
Hauteur du sous-sol .....	2.89m
Hauteur du RDC .....	4.08m
Hauteur de l'étage courant .....	3.06m

### I.4) Éléments de l'ouvrage :

#### 1) Ossature :

L'ossature du bâtiment est constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé

#### 2) Portiques :

Les portiques sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

#### 3) Voiles :

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

#### 4) Plancher :

##### a) plancher en corps creux :

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure,
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages,
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs,
- Isolation acoustique et thermique entre étages,
- Support des plafonds et revêtements.

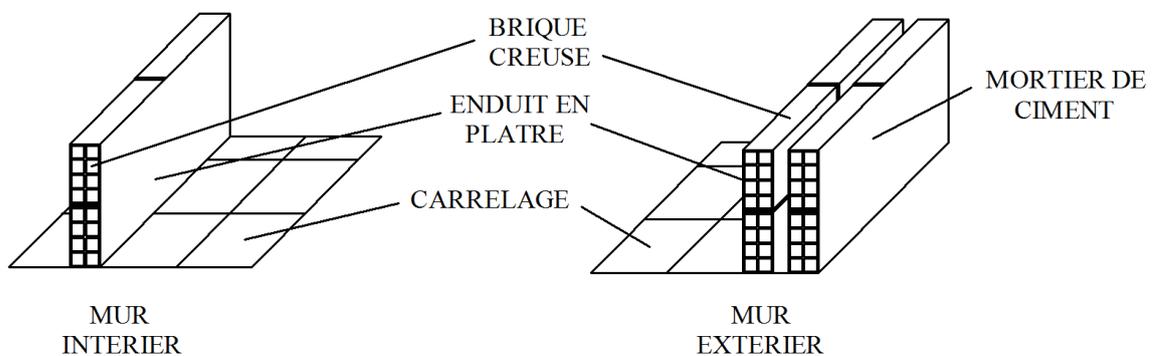
##### b) Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les consoles, et dans les paliers de repos les escaliers.

#### 5) La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 10cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois.



**6) Revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers, et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et cages d'escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

**7) Les escaliers :**

L'escalier est un ouvrage permettant d'accéder à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre cas, on aura à calculer un escalier à trois volées coulées sur place. La réalisation se fera en béton armé.

**8) La cage d'ascenseur :**

La cage d'ascenseur est l'élément de l'ouvrage qui va contenir l'ascenseur qui est un dispositif de déplacement en hauteur, utilisé dans les immeubles à plusieurs étages, sa réalisation se fera avec des voiles coulés sur place.

**9) L'acrotère :**

C'est un élément réalisé en béton armé coulé sur place entourant le plancher terrasse.

**1.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage, nous allons essentiellement utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) Ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

**1.5)-1 Béton :****1) Généralités :**

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et l'eau de gâchage. Mais du point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression. Le dosage du ciment est de  $350\text{kg}/\text{m}^3$  et la contrainte de résistance à la compression à 28 jours est égale à  $25\text{Mpa}$ . La densité du béton armé utilisé est de  $2500\text{kg}/\text{m}^3$ .

## 2) Résistance caractéristique à la compression

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

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite (art 2-1 11 BAEL91).

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour le présent projet on prendra :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

## 3) Résistance caractéristique à la traction

Conventionnellement elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \dots\dots\dots (\text{art A-2 12 BAEL91})$$

## 4) Contraintes limites :

**a) Contrainte limite à la compression :** La contrainte limite à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c_j}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots (\text{art 4 -3 .41 BAEL91})$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

- $\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$
- $\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$
- $\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$

**b) Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :**

$\gamma_b = 1,50$  en situation courante

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle

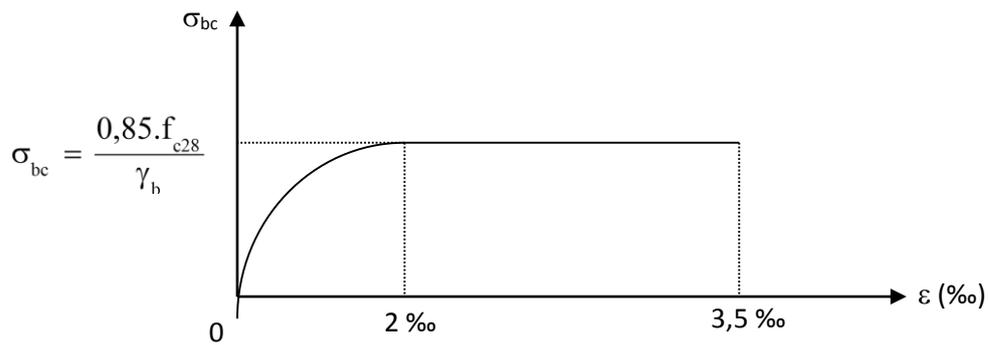


Figure (I.1) : diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU

### c) Contrainte limite de cisaillement (art A – 5.1.21 BAEL91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

Avec  $T_u$  = effort tranchant max

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

$$\tau_u = \min ( 0,10 f_{c28} , 4 ) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

### d) Contraintes de service à la compression (art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa}$$

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

### 5) Module d'élasticité

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

#### a) Module d'élasticité instantané (art A – 2 .1. 21 BAEL91)

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

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

$$\text{D'où : pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_i = 32164.195 \text{ Mpa}$$

**b) Module d'élasticité différée (art A – 2.1.22 BAEL91)**

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où :  $E_{vj} = 10819 \text{ Mpa}$

**6) Coefficient de poisson (art A.2 1 3 BAEL91)**

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

$\nu = 0,2$  à l'état limite de service

$\nu = 0$  à l'état limite ultime

**I.5)-2 Les aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**1) Caractéristiques des aciers utilisés**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Aciers en barres	<b>Haute adhérence FeE400</b>	<b>H A</b>	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	<b>Treillis soudé (T S) TL 520(<math>\Phi &lt; 6</math>)</b>	<b>T S</b>	520	550	8‰	1,3	1

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

## 2) Limite d'élasticité longitudinale

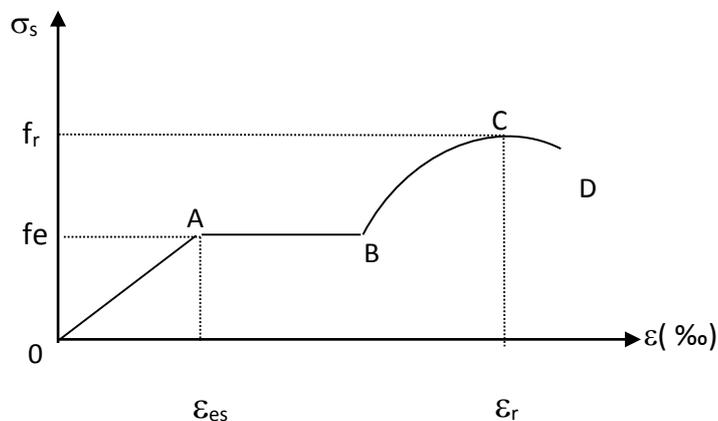
Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), à une valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

### a) Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :



**Figure (I.2) :** Diagramme réel contrainte déformation de l'acier

Les paramètres représentée sur la figure sont définis comme suit :

**$f_r$**  : Résistance à la rupture

**$f_e$**  : Limite d'élasticité

**$\epsilon_{es}$**  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

**$\epsilon_r$**  : Allongement à la rupture

- **On distingue du diagramme précédent 04 parties :**

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine d'écrouissage

Zone CD : Domaine de striction

### b) Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

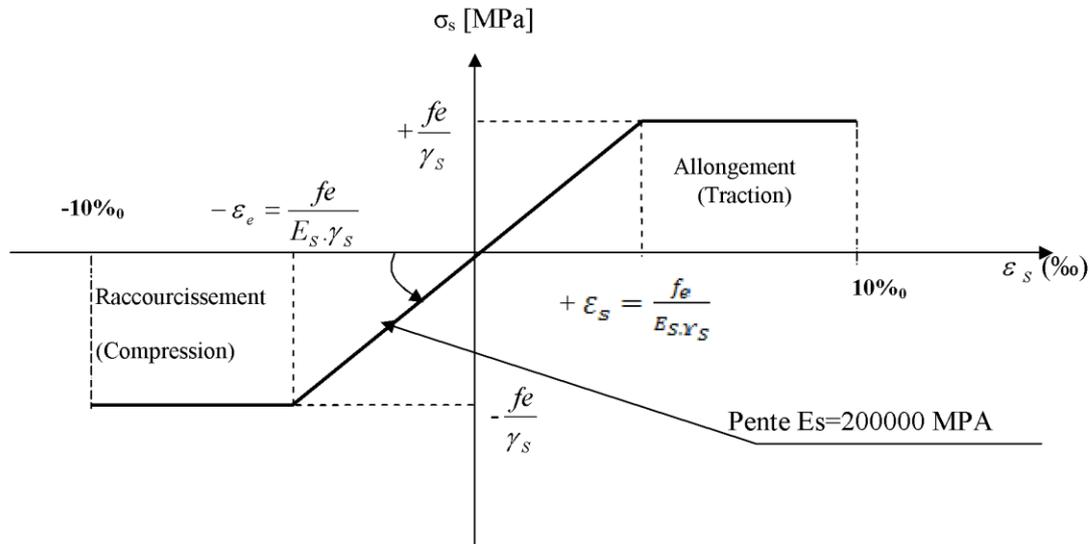


Figure (I.3) : Diagramme contrainte déformation de calcul

#### Limite d'élasticité

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

où

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1,15$  : En situation durable

$\gamma_s = 1,00$  : En situation accidentelle

### 3) La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

#### a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 /Art 4-5-32)

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

#### b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa)}.$$

**c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa)}.$$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta= 1,3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\phi < 6\text{mm}$ ).

$\eta= 1,6$  pour les aciers de moyenne adhérence ( $\phi > 6\text{mm}$ ).

**4) Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91)**

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

**C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

**C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

**C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés à la condensation

## II-Pré dimensionnement des éléments

### II.1) INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la Structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA99 version 2003, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

### II.2) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment ; Ils sont réalisés en corps creux sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée. Et qui supporte son poids propre et les charges d'exploitations et transmet les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations et assurent à la fois la transmission des charges verticales aux éléments porteurs et la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement, tout en garantissant une isolation thermique et phonique.

#### 1) Pré-dimensionnement du plancher :

La hauteur totale du plancher est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ Tel que :}$$

$h_t$  : L'épaisseur du plancher.

L : la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

**Remarque :** En premier temps, nous prendrons une section minimale de (30x30) cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III.

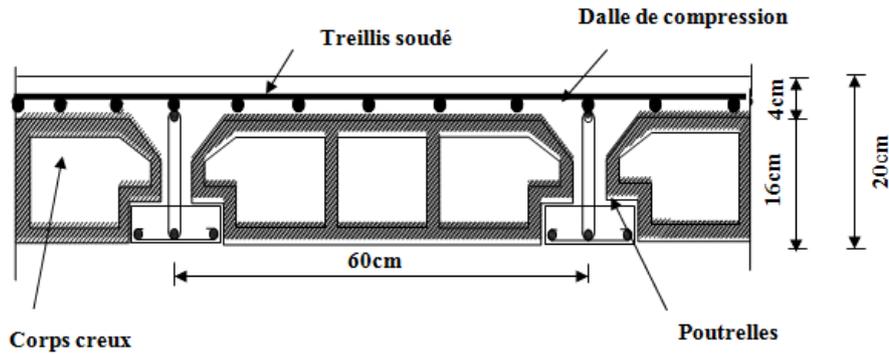
Dans notre cas :  $L_{\max} = 455 - 30 = 425$  cm

$$h_t = \frac{425}{22,5} = 18.88 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher :  $h_t = 20$  cm

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**



Figure(II.1) : coupe verticale plancher corps creux

### II.3) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé. Ils assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue dans les constructions en béton armé :

- les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée  $L$ , Ces dimensions sont données par les relations suivantes :

- **ht**: La hauteur de la poutre est comprise entre  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$  (BAEL 91/Art A-4.14)

- **b** : largeur de la poutre est comprise entre  $0,4ht \leq b \leq 0,7ht$

- **Lmax**: portée libre entre nus d'appuis.

De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de **RPA 99/ version 2003**

- **b**  $\geq 20\text{cm}$

- **h**  $\geq 30\text{cm}$

$\frac{h}{b} \leq 4$

(Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).

**1) Poutre principales :****Hauteur :**

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$$

On prend **h=40cm**

**Largeur :**  $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 28$

**Remarque :** pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de **b=30cm**

**Vérification des conditions du RPA :**

- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 > 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1,33 < 4$

Donc la section de la poutre principale est **(30x40)cm<sup>2</sup>**

**2) Poutre secondaire :****Hauteur :**

$$L_{\max} = 455 - 30 = 425 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

On prend **h=35cm**

**Largeur :**  $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$

**Remarque :** pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de **b=30cm**

**Vérification des conditions du RPA :**

- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 > 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1,33 < 4$

Donc la section de la poutre secondaire est **(30x35)cm<sup>2</sup>**



**Au RDC :**

$$h_e = 408 - 20 = 388$$

$$a = 388 / 20 = 19.40 \text{ cm} \quad a \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$L_{\min} \geq 4 e_p = 80 \text{ cm}$$

**Etage courant:**

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$a = 286 / 20 = 14.3 \text{ cm} \quad a \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$L_{\min} \geq 4 e_p = 80 \text{ cm.}$$

**II.5) Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N**, on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :  $S = N_s / \sigma_{bc}$

**N<sub>s</sub>**: Effort normal de compression à la base du poteau,

**S**: section transversale du poteau,

**G**: charge permanente,

**Q** : surcharge d'exploitation,

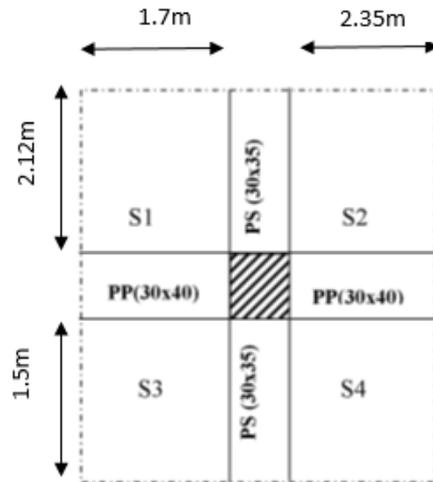
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte limite de compression du béton tel que :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

1) Charges et surcharges revenant au poteau C<sub>2</sub> :



Figure(II.3) : localisation du poteau le plus sollicité.

2) Surface d'influence:

$$S = (S1+S2+S3+S4)$$

$$S = (1.7 \times 2.12) + (2.35 \times 2.12) + (1.5 \times 1.7) + (1.5 \times 2.35)$$

$$S = 14.661 \text{ m}^2$$

3) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

a) Plancher terrasse :

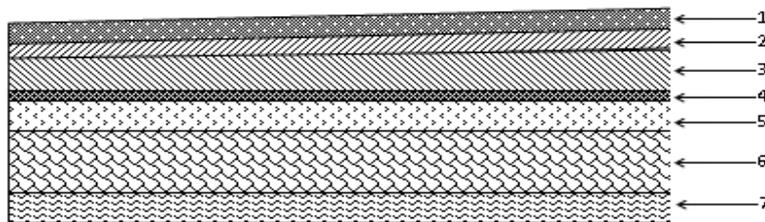
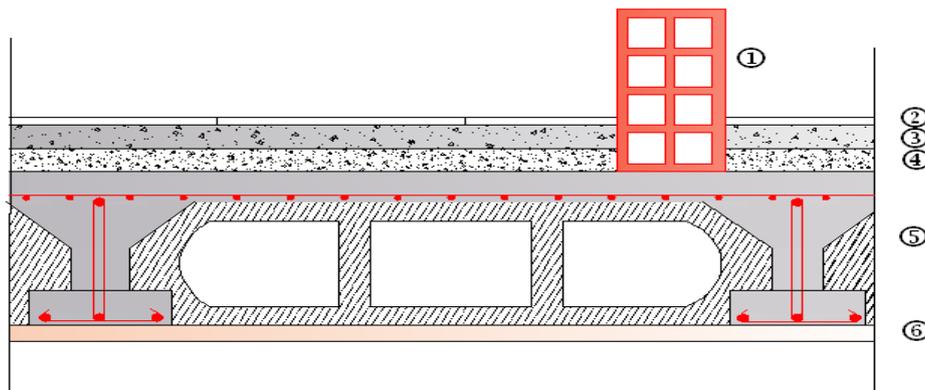


Figure (II-4) : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	(16+4) = 0.2	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
				<b>G<sub>tot</sub> = 5.61 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau(II.1) : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

b) Plancher d'étage courant :



Figure(II.5) : Coupe verticale du plancher courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison en briques creuses (y compris enduit en plâtre)	0,10 + 0.04	9 + 10	0.90 +0.40 =1.30
<b>G<sub>tot</sub>= 5.46 (KN/m<sup>2</sup>)</b>				

Tableau (II-2) : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant

## c) Maçonnerie :

## • Mur extérieur :

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (8trous)	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0,20
<b>G<sub>tot</sub>= 2.36 (KN/m<sup>2</sup>)</b>				

Tableau (II-3) : Charges revenant aux murs extérieurs

- Mur intérieur :

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
2	Brique creuse	0.10	9	0.9	
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
				<b>G<sub>tot</sub>= 1.3 (KN/m<sup>2</sup>)</b>	

Tableau (II-5) : Charges revenant aux murs intérieurs

4) Surcharges d'exploitation « Q » :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Elément :	Surcharge (Q) [KN/m <sup>2</sup> ] :
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher Sous-Sol	2.50
Plancher RDC	1.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tableau (II-6) : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

**5) charge d'exploitation:**

- Plancher du Sous-sol:  $\rightarrow Q_{\text{ssol}}=2.5 \times 14.661=36.65\text{kN}$ .
- Plancher du RDC  $\rightarrow Q_{\text{rdc}}=1.5 \times 14.661=21.99\text{kN}$ .
- plancher étage courant :  $\rightarrow Q_{\text{etc}}= Q_1= \dots\dots Q_8= 1.50 \times 14.661 = 21.99\text{kN}$ .
- Plancher terrasse :  $\rightarrow Q_0= 1.00 \times 14.661= 14.661 \text{ kN}$ .

- **Poids propre des éléments :**

**Poids du plancher:  $P = G \times S$**

**-Plancher terrasse :**

$$P = 5.61 \times 14.661 = 82.248 \text{ kN}$$

**-Plancher étage :**

$$P = 5.46 \times 14.661 = 80.049 \text{ kN}$$

**Poids des poutres :**

**-Poutres principales :**

$$P_{\text{PP}} = 0.30 \times 0.4 \times 4.05 \times 25 = 12.15\text{kN}$$

**-Poutres secondaires :**

$$P_{\text{PS}} = 0.30 \times 0.35 \times 3.62 \times 25 = 9.502\text{kN}$$

D'où le poids total :  $P_{\text{tot}} = \mathbf{22.575 \text{ kN}}$

**Poids des poteaux :**

**- Poteau du Sous-sol:**

$$G_{\text{PSS}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.89 = \mathbf{6.502\text{kN}}$$

**-poteau de RDC**

$$G_{\text{PRDC}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.08 = \mathbf{9.18 \text{ KN}}$$

**- Poteau du l'étage courant :**

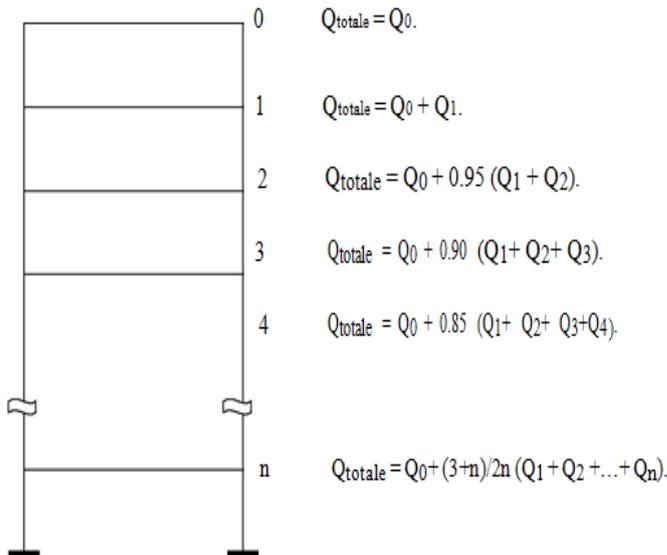
$$G_{\text{p}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06 = \mathbf{6.885\text{KN}}$$

**6) Loi de dégression des surcharges:**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Charges d'exploitation cumulées :



$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

N	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	rdc	S.sol
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65

**Tableau (II-7) : Coefficient de chaque niveau**

**Les surcharges cumulées :**

$Q_0 = 14.661 \text{ KN}$

$Q_0 + Q_1 = (14.661 + 21.991) = 36,652 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 56.443 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 74.036 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 89,430 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 102,625 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 113,62 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 124,572 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 135,523 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{rdc}) = 146.469 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{rdc} + Q_{ssol}) = 167.125 \text{ KN}$

Niveau	Charge permanente G (kN)					charge d'exploitation Q		Effort normale N(KN)	Section du poteau	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G <sub>cumulés</sub>	Q	Q <sub>c</sub>	N= G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S= N <sub>s</sub> /σ <sub>bc</sub>	Section adopté b x h
9	82.248	21.652	6.885	110.785	110.785	14.661	14.661	125.446	83.630	40x40
8	80.049	21.652	6.885	108.586	219.371	21.991	36.652	256.023	170.682	40x40
7	80.049	21.652	6.885	108.586	327.957	21.991	56.443	384.4	256.266	40x40
6	80.049	21.652	6.885	108.586	436.543	21.991	74.036	510.579	340.386	40x40
5	80.049	21.652	6.885	108.586	545.129	21.991	89.430	634.559	423.039	45x45
4	80.049	21.652	6.885	108.586	653.715	21.991	102.625	756.34	504.226	45x45
3	80.049	21.652	6.885	108.586	762.301	21.991	113.62	875.921	583.947	45x45
2	80.049	21.652	6.885	108.586	870.887	21.991	124.572	995.459	663.639	45x45
1	80.049	21.652	6.885	108.586	979.473	21.991	135.523	1114.996	743.330	50x50
rdc	80.049	21.652	6.885	110.881	1090.354	21.991	146.469	1236.814	824.542	50x50
S. sol	80.049	21.652	6.885	108.203	1198.557	36.652	167.125	1365.675	910.45	50x50

Tableau (II-8) : Tableau récapitulatif de la descente des charges

7) Vérification :

a) Vérifications relatives aux exigences du RPA

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 version 2003

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

Avec :  $b_1$  et  $h_1$  les dimensions des poteaux

$h_e$  : haute d'étage

Conditions exigées par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
$\text{min}(b,h) \geq 30$ $\text{min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Etage 6,7,8,9 (40× 40)	$\text{min}(b,h) = 40 \geq 30$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$	✓
	Etage 2,3,4,5 (45× 45)	$\text{min}(b,h) = 45 \geq 30$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$	✓
	S-SOL,RDC et étage 1 (50× 50)	$\text{min}(b,h) = 50 \geq 30$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 17.5$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$	✓

Tableau (II-8) : Tableau récapitulatif des vérifications du RPA

**b) Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

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

- La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

$\lambda$  = élancement du poteau

**l<sub>f</sub>**: Longueur de flambement ( $l_f = 0,7 L_0$ )

**i**: Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )

**I**: Moment d'inertie du poteau :  $I = hxb^3/12$

**S**: Section transversale du poteau ( $S = h.b$ )

**L<sub>0</sub> = h<sub>e</sub>**: Hauteur libre du poteau

Nous avons :

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement :  $\lambda = 2.425 L_0/b$

- Pour les section ( 50x50 )  $l_0 = 4.08 \longrightarrow \lambda = 19.78$
- Pour les section ( 45x45 )  $l_0 = 3.06 \longrightarrow \lambda = 16.49$
- Pour les section ( 40x40 )  $l_0 = 3.06 \longrightarrow \lambda = 18.55$



La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement

### III.1-ETUDE DU PLANCHER

#### III.1.1) introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux qui sont constitués de :

-poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, assurant une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.

-corps creux utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique.

-dalle de compression en béton armé elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :

-limiter les risques de fissuration par retrait.

-résister aux efforts des charges appliquées sur surfaces réduite.

-repartir aux poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

#### III.1.2) Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4cm, elle sera armé d'un treillis soudé (**TS 520**) d'élasticité (**F<sub>e</sub> =520MPa**) dont des dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (**BAEL91 /Art.B.6.8,423**).

20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;

33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L}{f_e}$$

##### Avec :

- A<sub>⊥</sub> : section en cm<sup>2</sup> par mètre linéaire,
- L : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm, (50 cm < L < 80 cm).
- f<sub>e</sub> : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

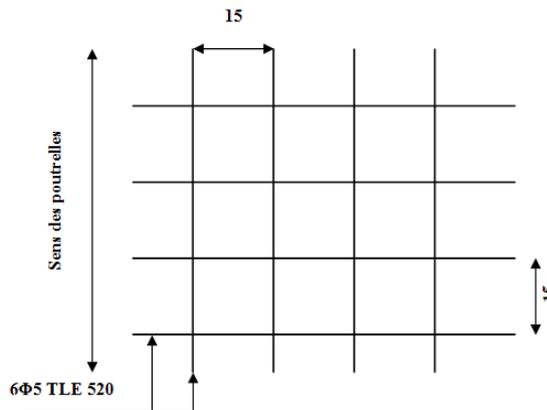
$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{\perp} = 6T5 = 1,17 \text{ cm}^2$  ; avec  $e = 15 \text{ cm}$ .

**b) Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 6T5 = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec  $e = 15 \text{ cm}$



**Figure (III.1.1) :** Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 15x15 cm<sup>2</sup>

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

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$  (hauteur de la section)

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

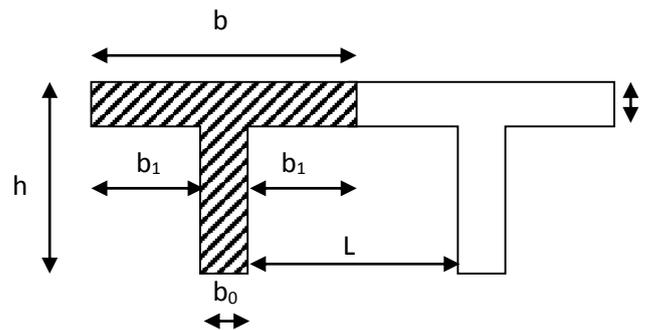
$c = 2 \text{ cm}$  (enrobage)

$d = 18 \text{ cm}$  (hauteur utile)

$h_0 = 4 \text{ cm}$  (épaisseur de la table de compression)

Avec :

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



**Figure (III.1.2) :** section en T

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

$L_1$  : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.  $L_1 = 455 \text{ m}$

$$b_1 = \min \left( \frac{455}{10}; \frac{65 - 12}{2}; 8 \times 4 \right); \text{ donc } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (26.5, 40, 32) \longrightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

### III.1.3) Etude de la poutrelle avant coulage de la dalle de compression :

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

Chargement :

Poids propre de la poutrelle.....G = 0,04 x 0,12 x 25 = 0,12 kN/ml

Poids des corps creux .....G' = 0,95 x 0,65 = 0,62 kN/ml

D'où : G = G' + G = 0.74 kN/ml

Poids de la main d'œuvre.....Q = 1kN/ml

#### a) Combinaison d'action :

À l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,74) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$

À l'ELS :  $q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1 = 1,74 \text{ kN/ml}$

#### b) Calcul du moment isostatique :

Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,55^2}{8} = 6,469 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \times 4,55}{2} = 5,687 \text{ kN}$$

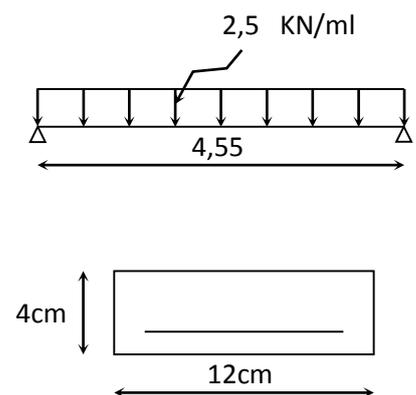


Figure (III.1.3) : schéma statique de la poutre

**c) Ferrailage de la poutrelle :**

$$d = h - c = 4 - 2 = 2$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.469 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.49 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

**Conclusion :**

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

**III.1.4) Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, les charges et les surcharge seront considérées comme uniformément réparties sur l'ensemble de la poutrelle partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

**a) Poids du plancher :**

- **Plancher terrasse :**

Charges permanentes :  $G = 5,61 \times 0,65 = 3,65 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage courant et RDC :**

Charges permanentes :  $G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ KN/ml}$

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

- **Plancher sous-sol :**

Charges permanentes :  $G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

## b) Combinaison de charges :

## • Plancher terrasse :

$$\text{ELU: } Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.65) + (1.5 \times 0.65) = 5.90 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q = 3.65 + 0.65 = 4.3 \text{ KN/ml}$$

## • Plancher étage courant (usage d'habitation) et RDC :

$$\text{ELU: } Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.55) + (1.5 \times 0.975) = 6.255 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q = 3.55 + 0.975 = 4.525 \text{ KN/ml}$$

## • Plancher sous-sol :

$$\text{ELU: } Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.55) + (1.5 \times 1.625) = 7.23 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q = 3.55 + 1.625 = 5.175 \text{ KN/ml}$$

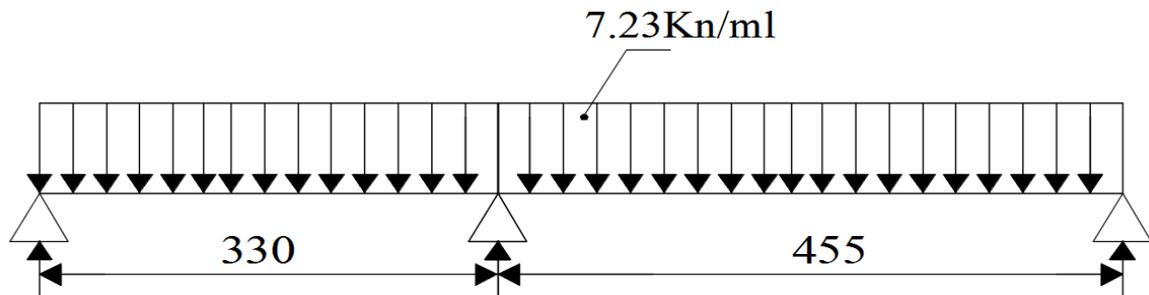
## Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable, est celui du sous-sol.

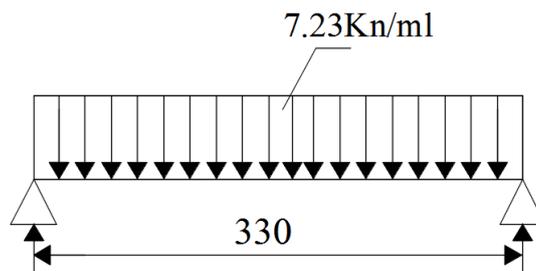
## c) Détermination des poutres à étudier :

Nous avons plusieurs poutres à étudier de travée et de nombre d'appuis différents.

## • Poutre I :



## • Poutre II :



## d) Choix de la méthode de calcul :

## • Poutre I :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- |   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| } | Méthode forfaitaire.              |
|   | Méthode de Caquot.                |
|   | Méthode de la RDM (trois moments) |

**Les conditions d'application de la méthode forfaitaire (CBA93-Article B.6.2.2.1) :**

1-La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien  $5\text{KN}/\text{m}^2$ , c'est-à-dire :  $[Q \leq \max(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)]$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q=2.5 \text{ KN/m} \\ G=5.46 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 10.38 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée**

3-Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

**Vérification :**

$$\left\{ \frac{330}{455} = 0,72 \right. \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

4-La fissuration est considérée comme non préjudiciable → **La condition est vérifiée.**

**Conclusion :** Compte tenu de non satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est non applicable.

Donc nous appliquant la méthode des 3 moments :

- **Poutre II :** on considèrera cette poutre comme étant isostatique

**e) Exposition de la méthode des trois moments**

**1-Rappel :**

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

- **Aux appuis :**

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

- **En travée :**

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

Injectant (2) dans (1) on aura :

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

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

III.1.5) Calcul a l'ELU :

- Poutre I :

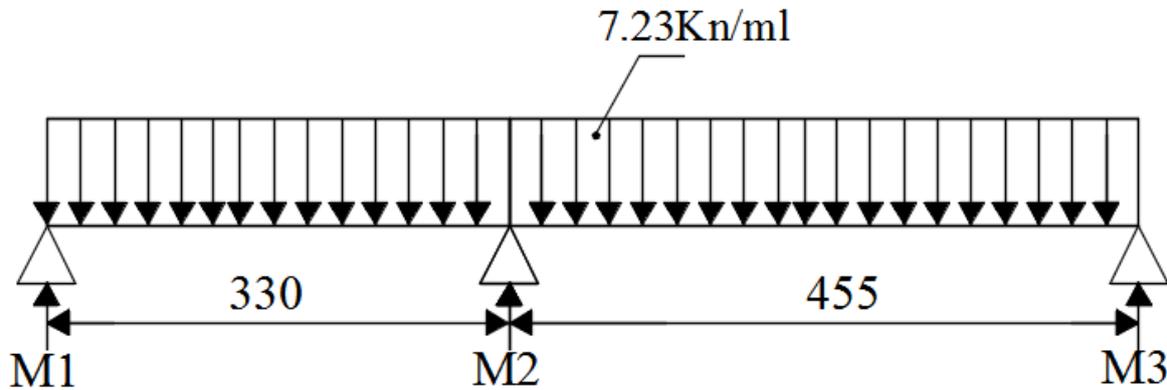


Figure (III.1.4) : schéma statique poutre I

a) Calcul des moments aux appuis :

$$6.6M_1 + 3.3M_2 = -64.956 \dots\dots\dots (1).$$

$$3.3M_1 + 15.7M_2 + 4.55M_3 = -235.216 \dots\dots\dots (2).$$

$$4.55M_2 + 9.1M_3 = -170.26 \dots\dots\dots (3).$$

La résolution de ce système nous donne les suivants :

$$M_1 = -4.847 \text{ KN.m} \quad M_2 = -9.989 \text{ KN.m} \quad M_3 = -13.715 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :  $M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$

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

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

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée 1  $\rightarrow x = 1.434 \text{ m} \rightarrow M_{1 \text{ max}} (1.434) = -2.591 \text{ KN.m}$

Travée 2  $\rightarrow x = 2.161 \text{ m} \rightarrow M_{2 \text{ max}} (2.161) = 6.904 \text{ KN.m}$

**Remarque :**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

**Moments aux appuis :**

$$M_{a1} = -4.487 - [0.33 \times (-4.847)] = -3.247 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = -9.989 - [0.33 \times (-9.989)] = -6.692 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = -13.715 - [0.33 \times (-13.715)] = -9.189 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{t12} = 2.591 + [0.33 \times 2.591] = 3.446 \text{ KN.m}$$

$$M_{t23} = 6.904 + [0.33 \times 6.904] = 9.182 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul des efforts tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que :  $V_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui

$V_e$  : effort tranchant à droite de l'appui

- Travée de rive (1-2) :

$$T_1 = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.23 \times \frac{3.3}{2} + \frac{-9.989 + 4.847}{3.3} = 10.371 \text{ kN.}$$

$$T_2 = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.23 \times \frac{3.3}{2} + \frac{-9.989 - 4.847}{3.3} = -13.487 \text{ kN.}$$

- Travée de rive (2-3) :

$$T_2 = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.23 \times \frac{4.55}{2} + \frac{-13.715 + 9.989}{4.55} = \mathbf{11.238 \text{ kN.}}$$

$$T_3 = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.23 \times \frac{4.55}{2} + \frac{-13.715 + 9.989}{4.55} = \mathbf{-21.657 \text{ kN.}}$$

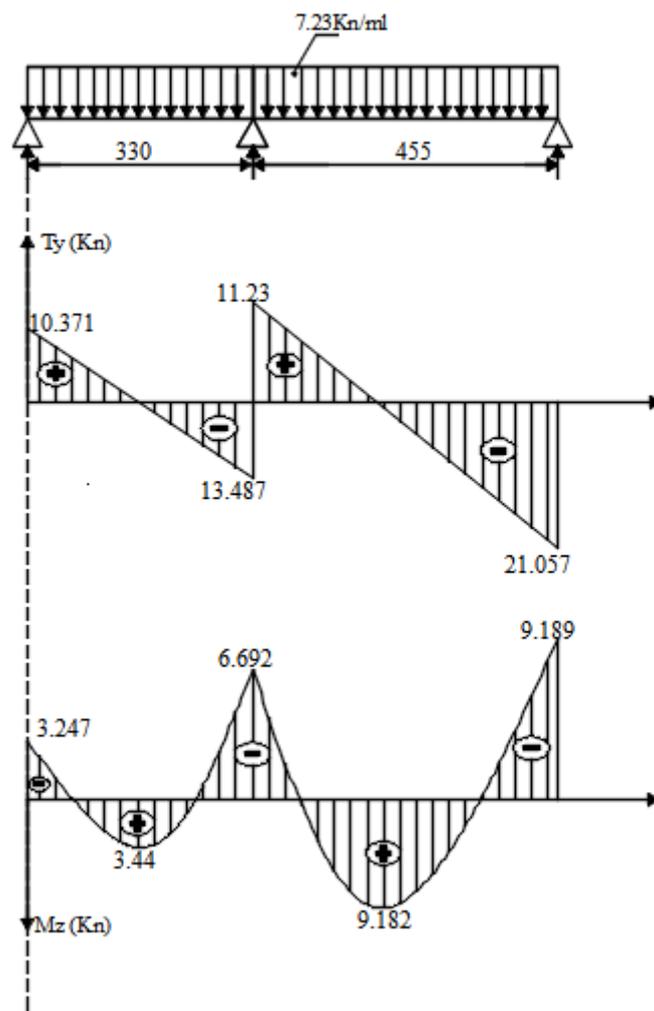


Figure (III.1.5) : Diagramme des efforts interne à l'ELU (après correction)

- Poutre II:

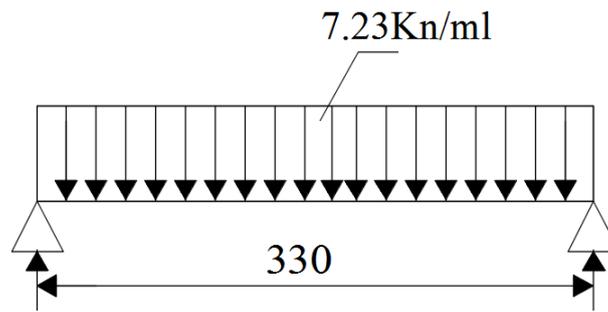


Figure (III.1.6) : schéma statique de la poutre II

- Moment en travée isostatique

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23 \times 3,3^2}{8} = 9.841 \text{ kNm}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

**Moment entravée :**  $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 9.841 = 8.364 \text{ KN.m}$

**Moment aux appuis :**  $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 9.841 = -2.952 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{7.23 \times 3,3}{2} = 11.929 \text{ kN}$$

Travée de rive (1-2) :

$$T_1 = 11.929 \text{ KN}$$

$$T_2 = -11.929 \text{ KN}$$

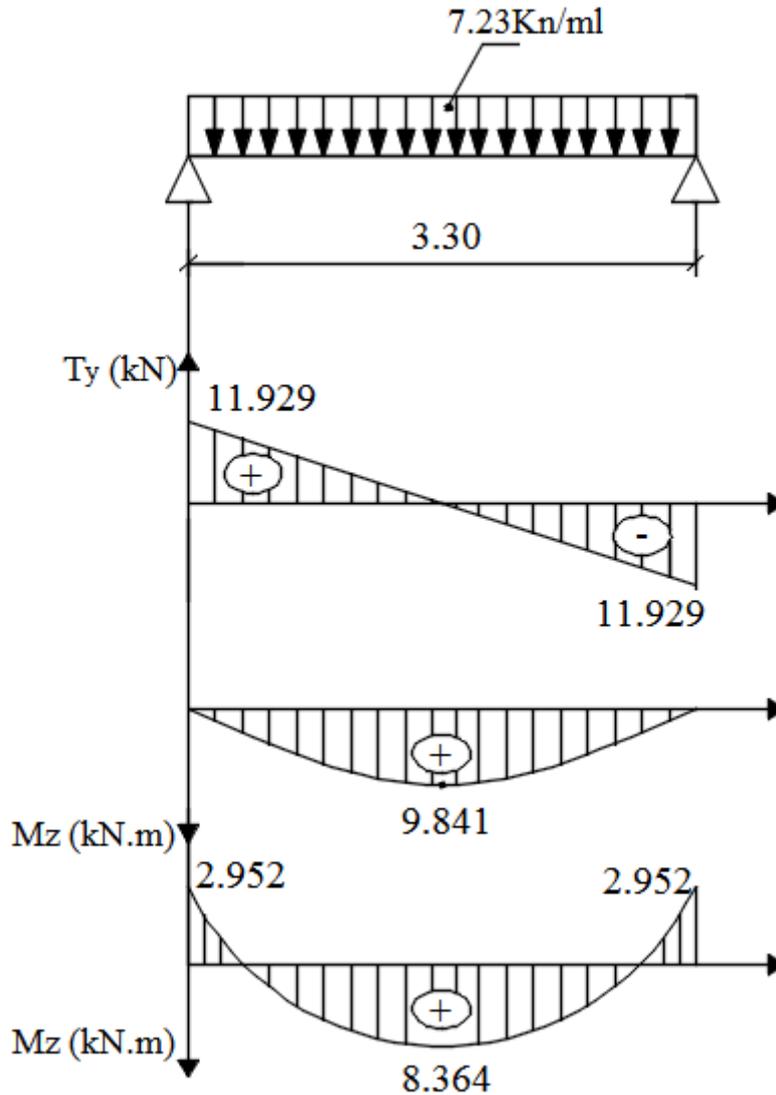


Figure (III.1.7) : diagramme des efforts interne à l'ELU (après correction)

### III.1.6) Ferrailage :

La poutrelle sera calculée comme une section en T

**Remarque :** nous adopterons le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum

$$M_{t \max} = 9.182 \text{ kN.m} \text{ et } M_{a \max} = -9.189 \text{ kN.m}$$

#### a) Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65 \text{ cm}$  (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{ cm}$  (hauteur total de plancher)

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

$h_0 = 4\text{cm}$  (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieurs)

$d = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

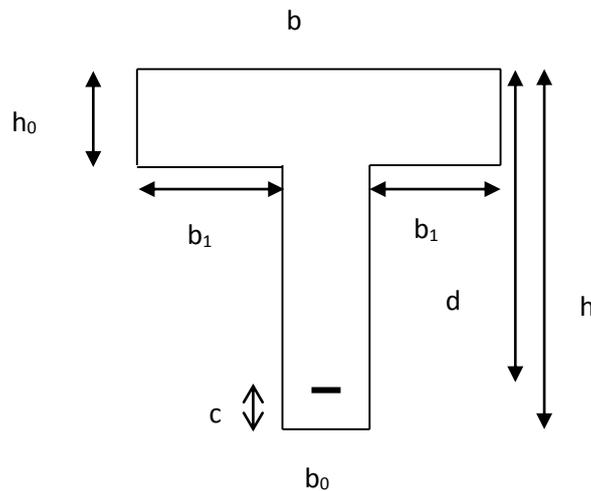


Figure (III.1.8) : Section de calcul de la poutrelle

#### b) Caractéristiques des matériaux :

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_f = 9,182 < M_0 = 59,072 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h" (**65x20**)cm<sup>2</sup>.

c) Calcul des armatures longitudinales :

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.182}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,030 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9.182}{0,985 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^3} = 1,48 \text{ cm}^2$$

On adopte **Ast = 3HA10 = 2.35cm<sup>2</sup>**

Aux appuis :

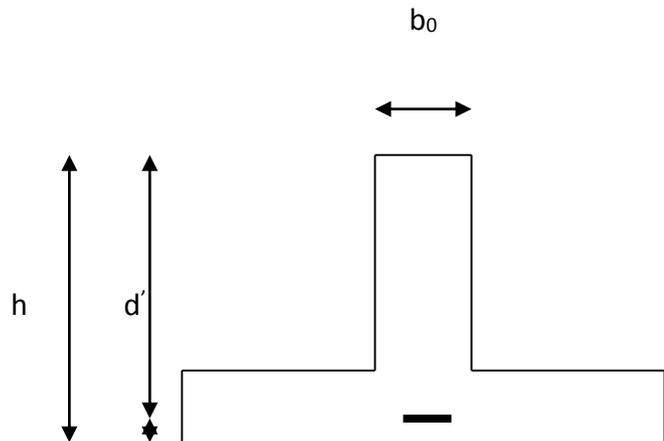
Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

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

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d' = 18 \text{ cm}$$



Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.189}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,166$$

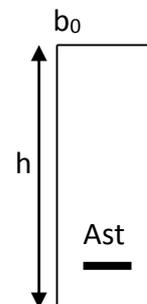
$$\mu = 0,166 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,166 \rightarrow \beta = 0,909$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{9.189}{0,909 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^3} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Soit **Ast = 2HA12 = 2.26cm<sup>2</sup>**



## d) Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art : 7.22) :

Il faut vérifier que :

$$\varphi_t \leq \min \left( \varphi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min\{12\text{mm}; 5.71\text{mm}; 12\text{mm}\}$$

$$\varphi_t = 5.71\text{mm}$$

- La section des armatures transversales :

$$A_t = 2\varphi_8 = 1\text{cm}^2$$

- L'espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

Soit  $S_t = 20\text{cm}$

**Conclusion :**

En travée : **3HA10 = 2.35cm<sup>2</sup>.**

Aux appuis : **2HA12 = 2.26cm<sup>2</sup>.**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1 cm<sup>2</sup>.**

**III.1.7) vérifications à l'ELU :**

## a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

**En travée**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 65 \cdot 18,2,1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$A_s = 2,35\text{cm}^2 > 1.41\text{cm}^2$ .....condition vérifiée.

**Aux appuis**

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

$A_s = 2.26\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2$ .....condition vérifiée.

**b) Vérification à l'effort tranchant :**

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{21.657 \times 10}{12 \times 18} = 1.002 < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :**

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

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

 $\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA. $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.657 \times 10}{0.9 \times 18 \times 75.36} = 1.77\text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.657 \times 10}{0.9 \times 18 \times 94.2} = 1.41 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.41\text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :**

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } a_0 = 0.9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{b_0 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} \times 0,8}{\gamma_b} = 0.36 \frac{b_0 d f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0.36 \times 120 \times 180 \times 25}{1,5} 10^{-1} = 129.6 \text{ kN.}$$

$$T_{\max} = 21.657 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} = 13.487 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):**

-Appuis de rive :

$$A \geq \left( T_{max} + \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 21.657 + \frac{-9.189}{0,9 \times 0.18} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 0.1} = -1 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A = -1 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left( T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 13.487 + \frac{-6.692}{0,9 \times 0.18} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 0.1} = -0,799 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.26 > A = -0,799 \text{ cm}^2$ ..... Condition vérifiée.  
Les armatures calculées sont suffisantes.

**f) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$\tau_{su}$ : Contrainte d'adhérence  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement  $\Psi_s = 1.5$  pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$  ; nous adopterons des crochets avec une longueur  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

**III.1.8) Vérifications à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$ .

**Avec :**  $q_s = 5.175 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.175}{7.23} = 0.715$$

a) Calcul des moments à L'ELS :

En appui

En travée

$$M_1 = -3.247 \times 0.715 = -2.321 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-1} = 3.446 \times 0.715 = 2.463 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6.692 \times 0.715 = -4.784 \text{ KN.m}$$

$$M_{1-2} = 9.182 \times 0.715 = 6.565 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9.189 \times 0.715 = -6.57 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des efforts tranchant a L'ELS :

- Travée de rive (1-2) :

$$T_1 = 10.371 \times 0.715 = 7.415 \text{ kN.}$$

$$T_2 = -13.487 \times 0.715 = -9.643 \text{ kN.}$$

- Travée de rive (2-3) :

$$T_2 = 11.238 \times 0.715 = 8.035 \text{ kN.}$$

$$T_3 = -21.657 \times 0.715 = -15.484 \text{ kN}$$

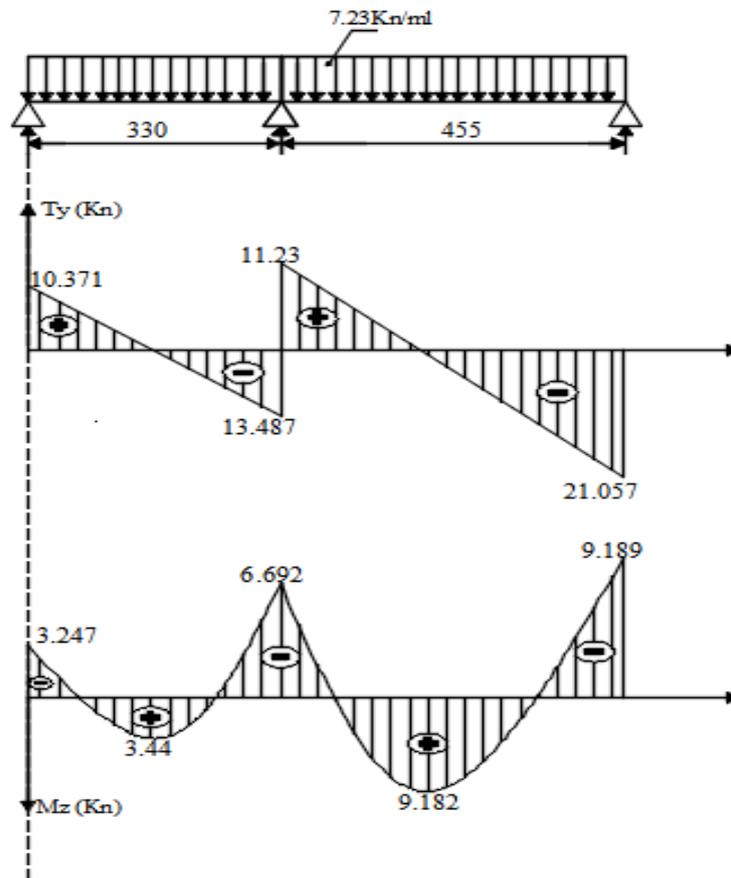


Figure (III.1.9) : diagramme des efforts interne à l'ELS (après correction)

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

En appuis :  $A_{sa} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$ .

### c) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

### d) calcul de la contrainte dans les aciers :

#### ● En travée :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 ; M_t = 6.565 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19.811 \\ \beta_1 = 0.856 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.565 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 181.309 \text{ MPa}$$

#### ● En appuis :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{\beta_1 \times d \times A_a} \text{ Avec : } A_a = 2.26 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 6.57 \text{ kN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 20.31 \\ \beta_1 = 0.858 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.57 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 188.233 \text{ MPa}$$

### e) Vérification de la contrainte dans le béton :

#### ● En travée :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19.811} = 0,05$$

$$\sigma_{bc} = 0,05 \times 181.309 = 9.065 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9.065 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### ● En appuis :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20.31} = 0.049$$

$$\sigma_{bc} = 0,049 \times 188.233 = 9.223 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.223 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :**

D'après les règles de BAEL91 Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions ci-après sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 5.174 \times \frac{4.25^2}{8} = 11.684 \text{ kN.m.}$$

$$3) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis ( $l=4.55-0.3=4.25$ )

d : hauteur utile de la section droite

$b_0$  : largeur de la nervure

$M_0$  : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

$M_t$  : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{425} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{20}{425} = 0,047 < \frac{6.565}{10 \times 11.684} = 0,056 \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,0108 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition non vérifiée}$$

**Donc** : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

- Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4250}{500} = 8.5 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_V$  : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.

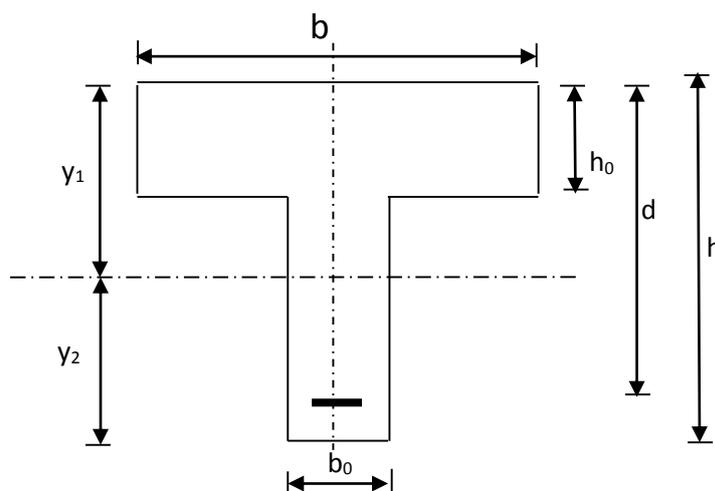


Figure (III.1.10) : Section de calcul de la poutrelle

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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}; \quad \text{avec : } S_{xx} : \text{Moment statique de la section homogénéisée}$$

$B_0$  la section homogénéisée

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

$$S_{xx} = 12 \cdot \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \cdot 2.35 \cdot 18$$

$$S_{xx} = 3458.5$$

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 12 \cdot 20 + (65 - 12)4 + 15 \cdot 2.35$$

$$B_0 = 487.25$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$y_1 = 7.09 \text{ cm} \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

On aura :

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

$$I_0 = \frac{12 \cdot (7.09^3 + 12.91^3)}{3} + (65 - 12) \cdot 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.09 - \frac{4}{2} \right) \right] + 15 \cdot 2.35 (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20097.49$$

## Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0108} = 1,522$$

La contrainte dans les aciers tendus est :  $\sigma_S = 181,309 \text{ MPa}$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\}$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 181,309 + 2,1}; 0\right\} = \max\{0,63; 0\} = 0,63$$

$$I_{fV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20097,49}{1 + 1,522 \times 0,63} = 11285,76 \text{ Cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fV}}$$

$$f = \frac{6,565 \times 10^6 \times 4250^2}{10 \times 10818,86 \times 11285,76 \times 10^4} = 9,71 < \bar{f} = 8,5 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

La flèche n'est pas vérifiée pour 3HA10, alors on augmente le ferrailage à **3HA12=3.39 mm<sup>2</sup>** et on refait la vérification de la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

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

$$S_{xx} = 12 \cdot \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \cdot 3,39 \cdot 18$$

$$S_{xx} = 3739,3$$

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 12 \cdot 20 + (65 - 12)4 + 15 \cdot 3,39$$

$$B_0 = 502,85$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,43 \text{ cm}$$

$$y_1 = 7,43 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

On aura :

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

$$I_0 = \frac{12 \cdot (7.43^3 + 12.57^3)}{3} + (65 - 12) \cdot 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 3,39(12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.852$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0156$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0156} = 1,054$$

La contrainte dans les aciers tendus est :  $\sigma_S = 181.309 \text{ MPa}$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 181,309 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{ 0,726 ; 0 \} = 0,726$$

$$I_{fV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 21799.852}{1 + 1,054 \times 0,726} = 13584.739 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fV}}$$

$$f = \frac{6,565 \times 10^6 \times 4250^2}{10 \times 10818.86 \times 13584.739 \times 10^4} = 8.06 < \bar{f} = 8,5 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

## Conclusion :

En travée :  $3HA12 = 3.39cm^2$ .

Aux appuis :  $2HA12 = 2.26cm^2$ .

Les armatures transversales :  $2HA8 = 1 cm^2$ .

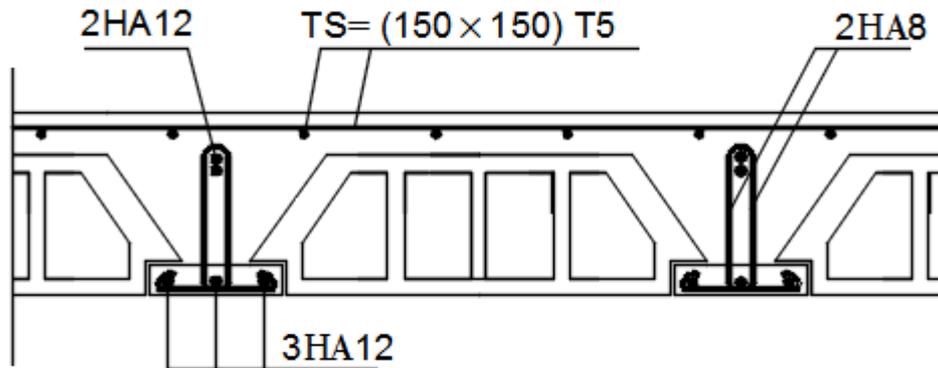
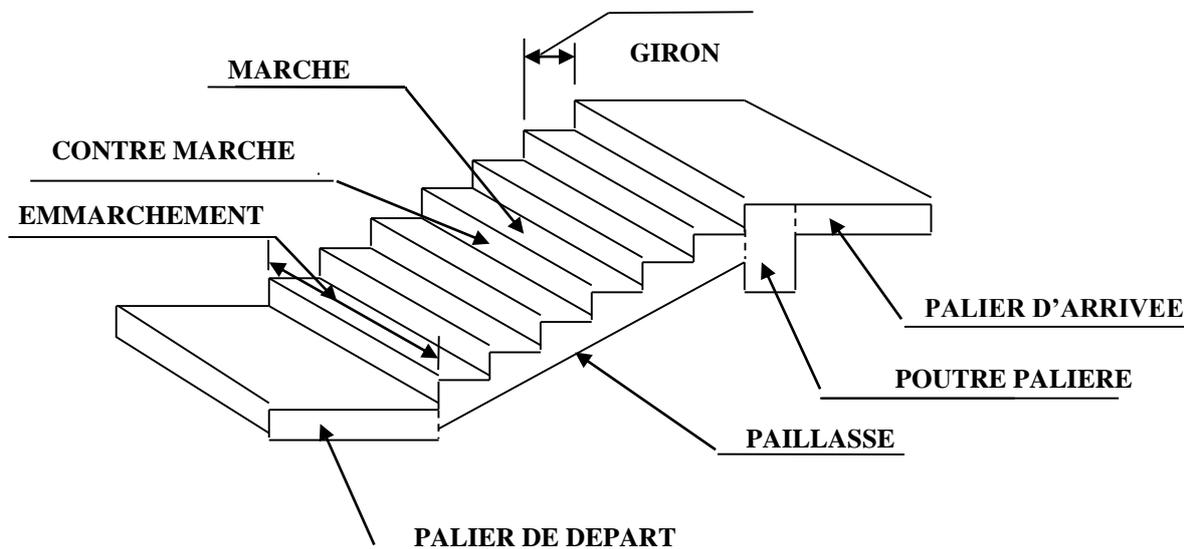


Figure (III.1.11) : plan de ferrailage du plancher

### III.2-Etude de l'escalier

#### III.2.1) Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.



Figure(III.2.1): Schéma général d'une volée d'un escalier droit

#### a) Caractéristiques dimensionnelles :

- La marche**: est la partie horizontale, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives.
- Le giron (g)**: Le giron est la largeur d'une marche d'un escalier. C'est un élément très important à prendre en compte pour rendre un escalier agréable à monter.
- Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier** : est une plate-forme entre deux volées intermédiaires /ou à chaque étage.
- L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches.

#### b) Dimensionnement :

Pour le calcul on prend le cas le plus défavorable qui est la volée comportant le plus grand nombre de marche, qui est située au RDC.

La condition de BLONDEL, nous permet de pré dimensionner convenablement notre escalier. La hauteur des marches est :

la loi de BLONDEL :

$h : (14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}).$

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

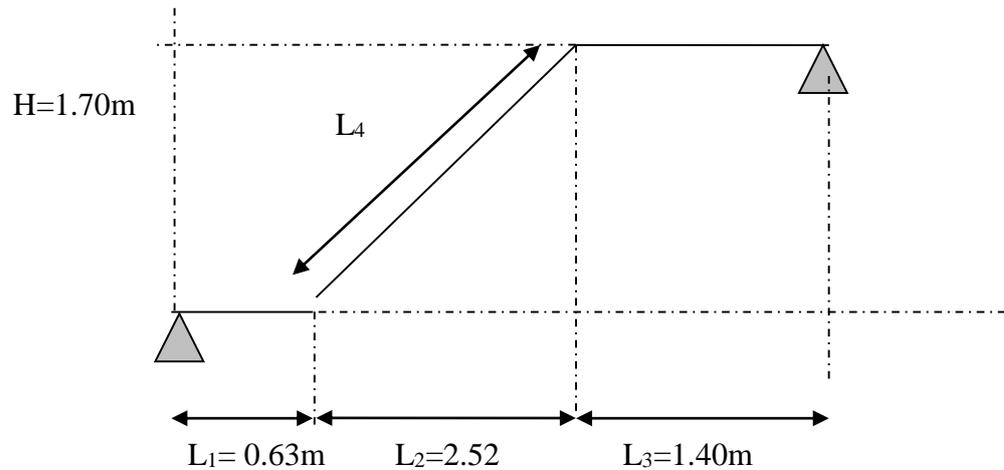


Figure (III.2.2) : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :  **$h=17\text{cm}$  et  $g=28\text{cm}$**

**Nombre de contres marches :**

Le nombre de contres marches est :  $n=H/h=170/17=10$  donc 10 contres marches pour le palier

$$n = 10 \text{ contres marches}$$

**Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à  $m = n-1 = 10-1 = 9$

$$m = 9 \text{ marches}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 28 = 62 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 62 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

=====>>La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable .

La ligne de foulée.

Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 28 (10-1) = 252 \text{ cm.}$$

## d) Dimensionnement de la pailleasse :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.607 \quad \rightarrow \quad \alpha = 31.25^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.52}{\cos 31.25} = 2.95 \text{ m}$$

Longueur réelle de la pailleasse:  $L' = L_0 + L_1 + L_3 = 2.95 + 0.63 + 1.40 = 4.98 \text{ m}$ .

D'où

$$\frac{500}{30} \leq ep \leq \frac{500}{20} \quad \rightarrow \quad 15 \text{ cm} \leq ep \leq 25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow ep = 25 \text{ cm}$$

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

Les calculs sont menés en considérant une bande de 1m de la pailleasse.

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la pailleasse, on peut admettre que le poids est uniformément réparti sur la pailleasse.

## a) Charges permanentes :

## ■ Palier :

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit Ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.25	25	6.25
			<b>G<sub>total</sub> = 7.81 kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau (III.2.1) : Charges permanentes du palier

## ■ Volée:

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit Ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2=0.085	25	2.125
Garde corps	10		0.2
Pailleasse	Ep/cosα=0.29	25	7.25
			<b>G<sub>vtotal</sub> = 11.13 kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau (III.2.2) : Charges permanentes de la volée

**b) Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

**III.2.3) Combinaison de charges :**

$$\checkmark \text{ ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

La volée :  $q_{u1} = (1.35 \times 11.13 + 1.5 \times 2.5) = 18.77 \text{ KN / m}$

Le palier :  $q_{u2} = (1.35 \times 7.81 + 1.5 \times 2.5) = 14.29 \text{ KN / m}$

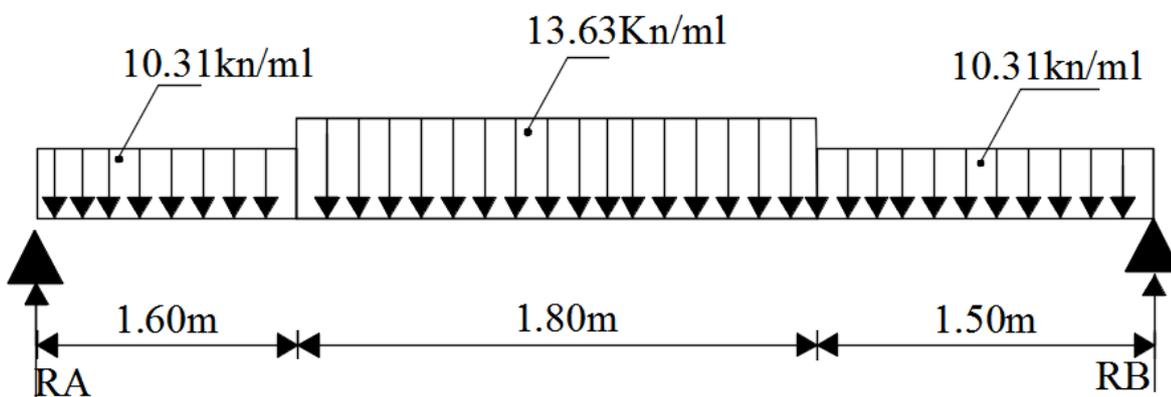
$$\checkmark \text{ ELS : } q_s = G + Q$$

La volée :  $q_{s1} = (11.13 + 2.5) = 13.63 \text{ KN / m}$

Le palier :  $q_{s2} = (7.81 + 2.5) = 10.31 \text{ KN / m}$

**III.2.4) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :**

**Remarque :** Le calcul se fera pour le cas qui donne les efforts les plus défavorables.



**Figure (III.2.3) :** Schéma statique de la poutre à l'ELU

**a) Réaction d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.60q_{u2} + 1.80q_{u1} + 1.50q_{u2} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = (1.60 \times 14.29) + (1.80 \times 18.77) + (1.50 \times 14.29)$$

$$R_A + R_B = 78.08 \text{ KN/ml.}$$

$$M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times L = q_{u2} \times 1.60 \times \frac{1.60}{2} + q_{u1} \times 1.80 \times \left(1.60 + \frac{1.80}{2}\right) + q_{u2} \times 1.50 \times \left(1.6 + 1.8 + \frac{1.50}{2}\right)$$

$$R_B \times 4.9 = 14.29 \times 1.60 \times 0.8 + 18.77 \times 1.80 \times (1.60 + 0.9) + 14.29 \times 1.50 \times (1.6 + 1.8 + 0.75)$$

$$R_A = \frac{18.29 + 84.46 + 88.95}{4.90} = \frac{191.7}{4.90} = 39.12 \text{ KN.}$$

$$R_B = 78.08 - 39.12 = 38.96 \text{ KN}$$

$$R_A = 39.12 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 38.96 \text{ KN}$$

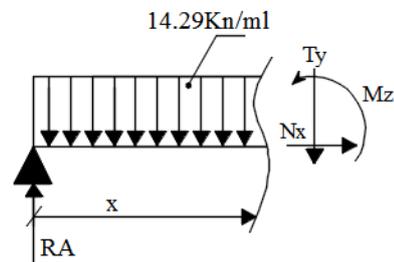
**b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

**1<sup>ier</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.60$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 39.12 - 14.29 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 39.12 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = 39.12 - 14.29 \times 1.60 = 16.25 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

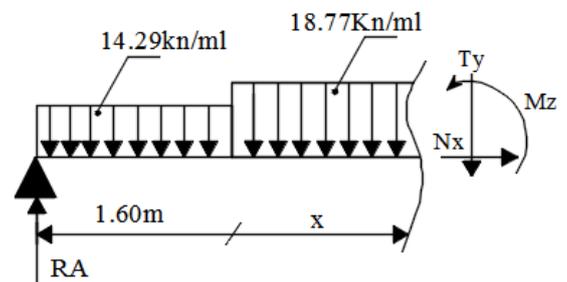


$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 39.12x - \frac{14.29}{2} x^2$$

$$M(x) = 39.12x - 7.145x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.60 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.60) = 44.3 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**2<sup>ieme</sup> tronçon :**  $1.60 \leq x \leq 3.40$



$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = R_A - q_{u2} (1.60) - q_{u1} (x-1.60) \\ T(x=1.60) = 39.12 - 14.29 \times 1.60 = 16.25 \text{ KN} \\ T(x=3.40) = 39.12 - 14.29 \times 1.60 - 18.77 \times (3.40 - 1.60) = -17.53 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de  $x$  pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.60 - (x-1.60) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.60}{q_{u1}} + 1.60 = 2.46 \text{ m}$$

$$x = 2.46 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.60, 3.40].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.60 \times (x - 0.8) - q_{u1} \left( \frac{(x - 1.60)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 39.12 x - 14.29 \times 1.60 (x - 0.8) - 18.77 \left( \frac{(x - 1.60)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.60) = 39.12(1.60) - 14.29 \times 1.60(1.60 - 0.8) = 44.3 \text{ KN.m} \\ M(x=3.40) = 39.12(3.40) - 14.29 \times 1.60(3.40 - 0.8) - 18.77 \left( \frac{(3.40 - 1.60)^2}{2} \right) \\ M(x=3.40) = 42.36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.50$ .

$$T(x) = -R_B + q_{u3} x.$$

$$T(x) = -38.96 + 14.29 x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = -38.96 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x=1.50) = -38.96 + 14.29 \times 1.50 = -17.52 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 38.96 x - 7.145 x^2.$$

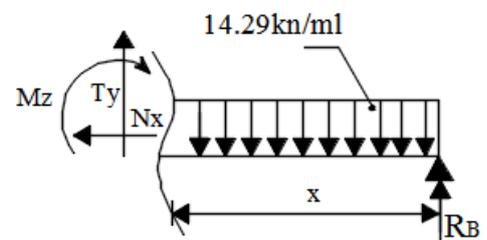
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.50 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.50) = 42.36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

On a : pour  $x = 2.46 \text{ m}$  :  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M^{\max}(x=2.46) = 39.12(2.46) - 14.29 \times 1.60(2.46 - 0.8) - 18.77 \left( \frac{(2.46 - 1.60)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.46) = 51.33 \text{ KN.m}$$



**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{u\max}$  au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (51.33) = -15.39 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (51.33) = 43.63 \text{ KN.m}$

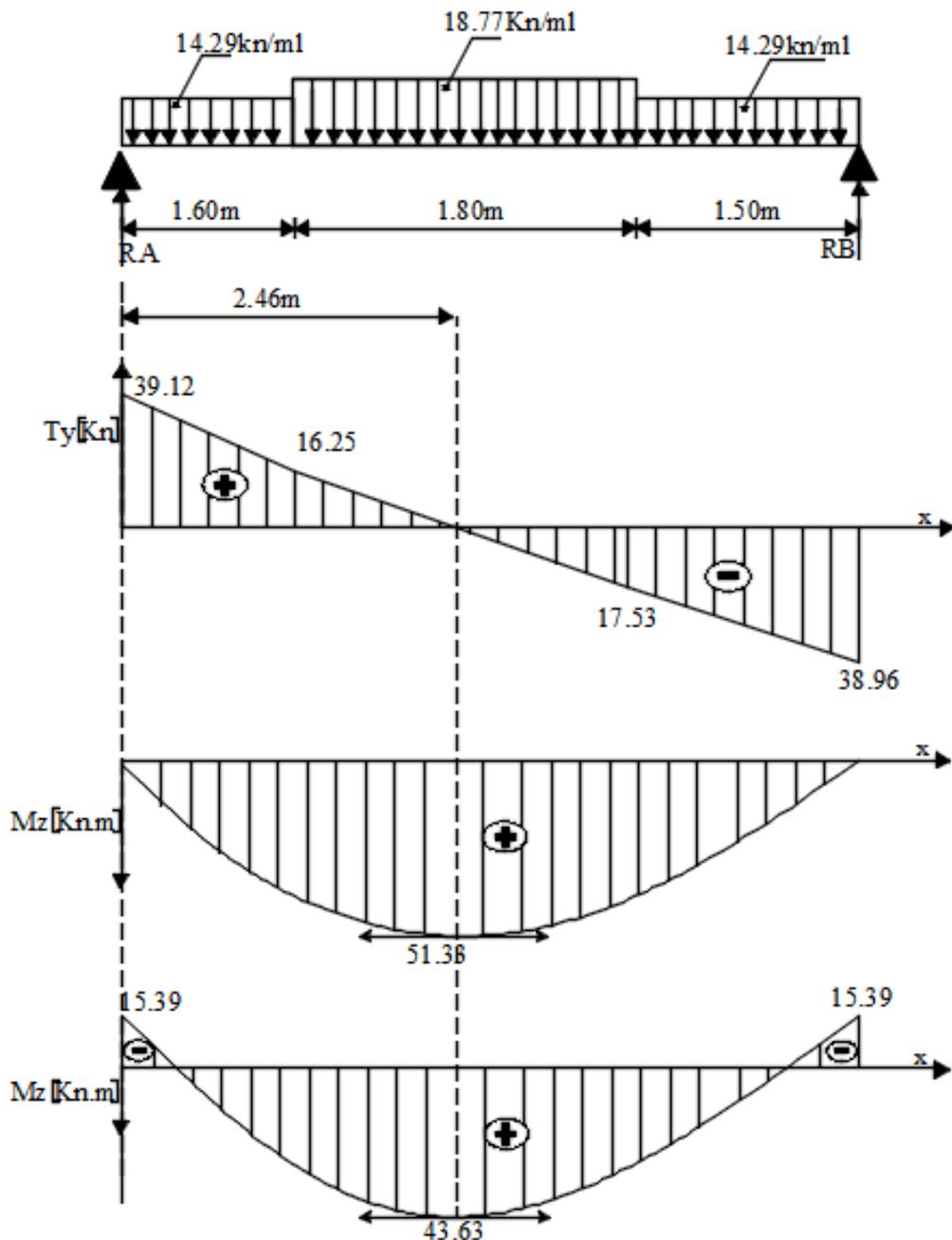


Figure (III.2.4) : Diagramme des moments à L'ELU

## III.2.5) Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 23 \text{ cm}$$

## a) Aux appuis :

$$M_u = - 15.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.39 \times 10^3}{100 \times (23)^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu_b = 0.02 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.99$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{15.39 \times 10^3}{0.99 \times 23 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 2.33 \text{ cm}^2$  on opte pour **4 HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

## • Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{1.94}{4} = 0.485 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de  **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

## b) En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.63 \times 10^3}{100 \times (23)^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.058 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.97$$

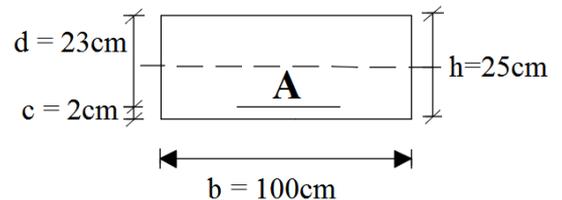
$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{43.63 \times 10^3}{0.97 \times 23 \times 348} = 5.61 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_t = 5 \text{ HA14} = 7.69 \text{ cm}^2$**  avec un espacement  **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

## • Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.61}{4} = 1.4 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** ; Avec un espacement de  **$S_t = 25 \text{ cm}$** .



## III.2.6) Vérification à l'ELU :

## a) Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## b) Espacement des barres :

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

## • Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## • Armatures de répartition :

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $\tau_{se}$  : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u$  : effort tranchant est égale à 32.53 KN

$\sum u_i$  : Somme des périmètres des barres :  $n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$ .

$d$  : hauteur utile est égale à 16 cm

$$\tau_{se} = \frac{32.53}{0.9 \times 16 \times 21.98} = 0.102 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.102 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$  Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des armatures :**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.102 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e) Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)**

$$L_s = \frac{\phi_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur dans laquelle les barres seront encastrées, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée à **0.4  $L_s$**  (Art A.6.253 /BAEL91

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \quad ; \text{ on prend } L_s = 20 \text{ cm}$$

**f) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{32.53 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.203 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.203 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

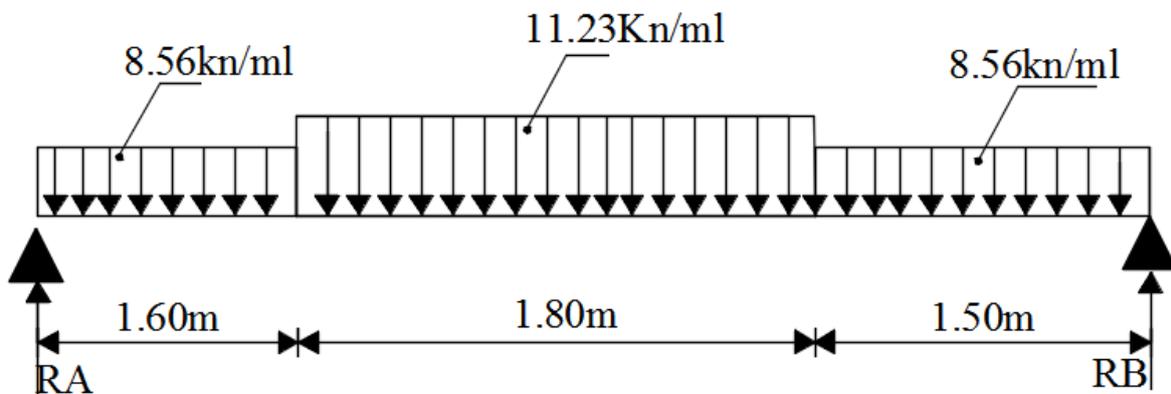
**III.2.7) Vérification à l'ELS :****a) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS :**

Figure (III.2.5) : Schéma statique de la poutre à l'ELS

a) Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.60q_{u2} + 1.80q_{u1} + 1.50q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = (1.60 \times 10.31) + (1.80 \times 13.63) + (1.50 \times 10.31)$$

$$R_A + R_B = 56.49 \text{ KN/ml.}$$

$$M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times L = q_{u2} \times 1.60 \times \frac{1.60}{2} + q_{u1} \times 1.80 \times \left(1.60 + \frac{1.80}{2}\right) + q_{u2} \times 1.50 \times \left(1.6 + 1.8 + \frac{1.50}{2}\right)$$

$$R_B \times 4.9 = 10.31 \times 1.60 \times 0.8 + 13.63 \times 1.80 \times (1.60 + 0.9) + 10.31 \times 1.50 \times (1.6 + 1.8 + 0.75)$$

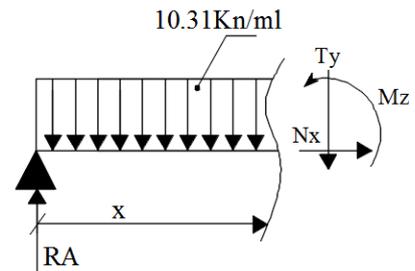
$$R_A = \frac{13.19 + 61.33 + 64.17}{4.90} = \frac{138.69}{4.90} = 28.3 \text{ KN.}$$

$$R_B = 56.49 - 28.3 = 28.19 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.19 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.60$



$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 28.3 - 10.31 \cdot x$$

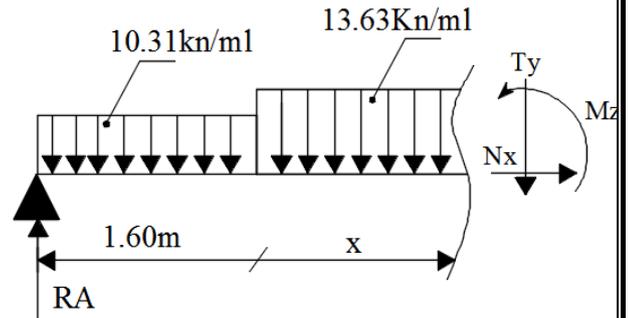
$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = 28.3 \text{ KN} \\ T(x=1.60) = 28.3 - 10.31 \times 1.60 = 11.8 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 28.3 \cdot x - 5.15 \cdot x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.60 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.60) = 32.09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.60 \leq x \leq 3.40$



$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{u2}(1.60) - q_{u1}(x-1.60) \\ T(x=1.60) = 28.3 - 10.31 \times 1.60 = 11.8 \text{ KN} \\ T(x=3.40) = 28.3 - 10.31 \times 1.60 - 13.63 \times (3.40 - 1.60) = -12.73 \text{ KN}. \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.60 - (x-1.60) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.60}{q_{u1}} + 1.60 = 2.46 \text{ m}$$

$$x = 2.46 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.20, 3.44].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.60 \times (x - 0.8) - q_{u1} \left( \frac{(x - 1.60)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 23.42 x - 10.31 \times 1.60(x - 0.8) - 13.63 \left( \frac{(x - 1.60)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.60) = 28.3(1.60) - 8.56 \times 1.60(1.60 - 0.8) = 26.51 \text{ KN.m} \\ M(x=3.40) = 28.3(3.40) - 10.31 \times 1.60(3.40 - 0.8) - 13.63 \left( \frac{(3.40 - 1.60)^2}{2} \right) \\ M(x=3.40) = 31.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.50$ .

$$T(x) = -R_B + q_{u2}x.$$

$$T(x) = -28.19 + 10.31x.$$

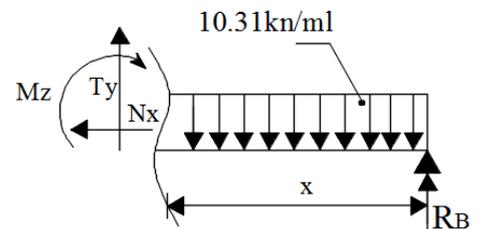
$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = -28.19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x=1.50) = -28.19 + 10.31 \times 1.50 = -12.72 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 28.19 x - 5.15 x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.50 \text{ m}, \quad M(x=1.50) = 30.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Calcul du moment max :**

On a : pour  $x = 2.46 \text{ m}$  :  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M^{\max}(x=2.46) = 28.3(2.46) - 10.31 \times 1.60(2.46 - 0.8) - 13.63 \left( \frac{(2.46 - 1.60)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.46) = 37.19 \text{ KN.m}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{u\max}$  au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (37.19) = -11.15 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (37.19) = 31.61 \text{ KN.m}$

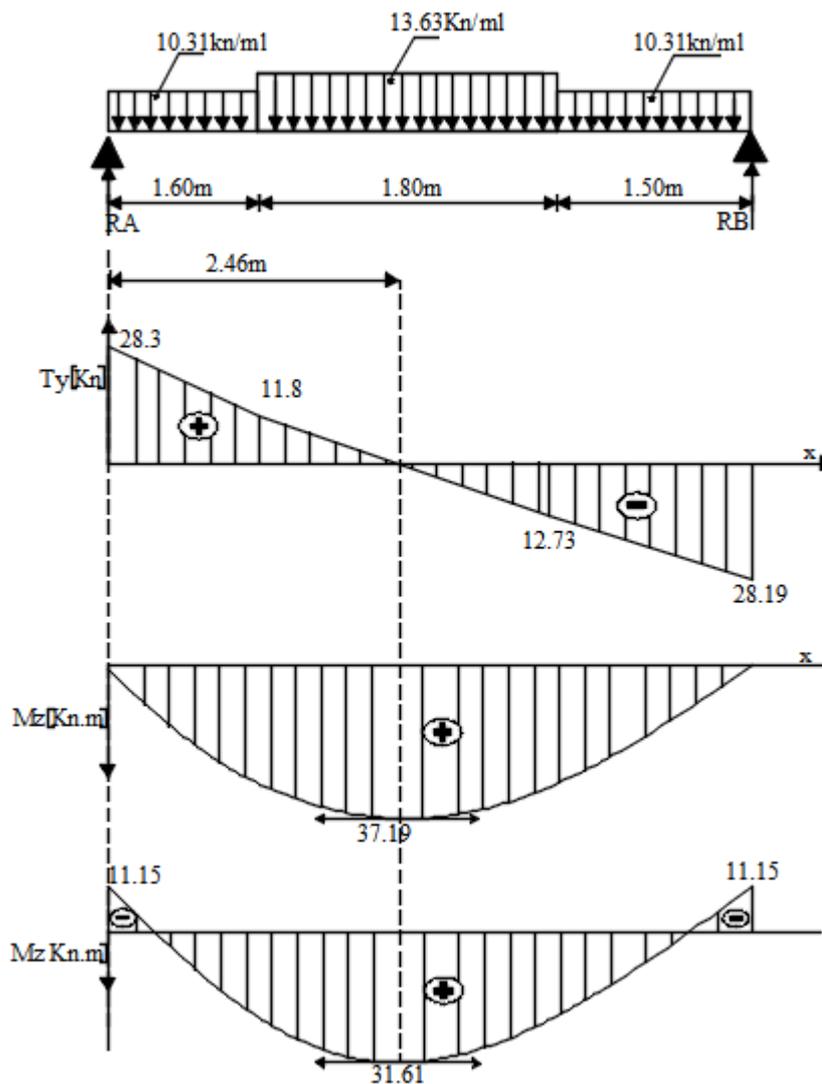


Figure (III.2.6) : Diagramme des moments à L'ELS

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

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est pas nécessaire.

**c) Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

• **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0,136$$

$$\rho_1 = 0,136 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,939 \\ K_1 = 66.97 \\ K = 0.014 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{11.15 \times 10^3}{3.14 \times 0,939 \times 23} = 164.41 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,014 \times 164.41 = 2.30 < 15MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 23} = 0,33 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.910 \\ K_1 = 40.56 \\ K = 0,024 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{31.61 \times 10^3}{7.69 \times 0,910 \times 23} = 196.39 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,024 \times 196.39 = 4.71 < 15MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{17}{490} = 0.034 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

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

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8.56; 11.23) = 11.23 \text{ KN/mL}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

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

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (25)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 23) = 33903.05 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 25) + (15 \times 7.69) = 2615.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{33903.05}{2615.35} = 12.96 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 25 - 12.63 = 12.37 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section est homogène :

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

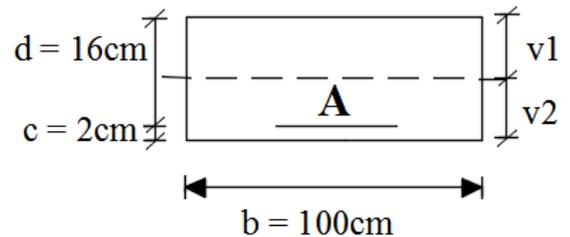
$$I = \frac{100}{3} \times ((12.96)^3 + (12.37)^3) + 15 \times 7.69 \times (12.37 - 2)^2$$

$$I = 148057.76 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.23 \times 10^3 \times (4.9)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 148057.76 \times 10^{-8}} = 0,0052 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.9}{500} = 0.0098 \text{ m}$$

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



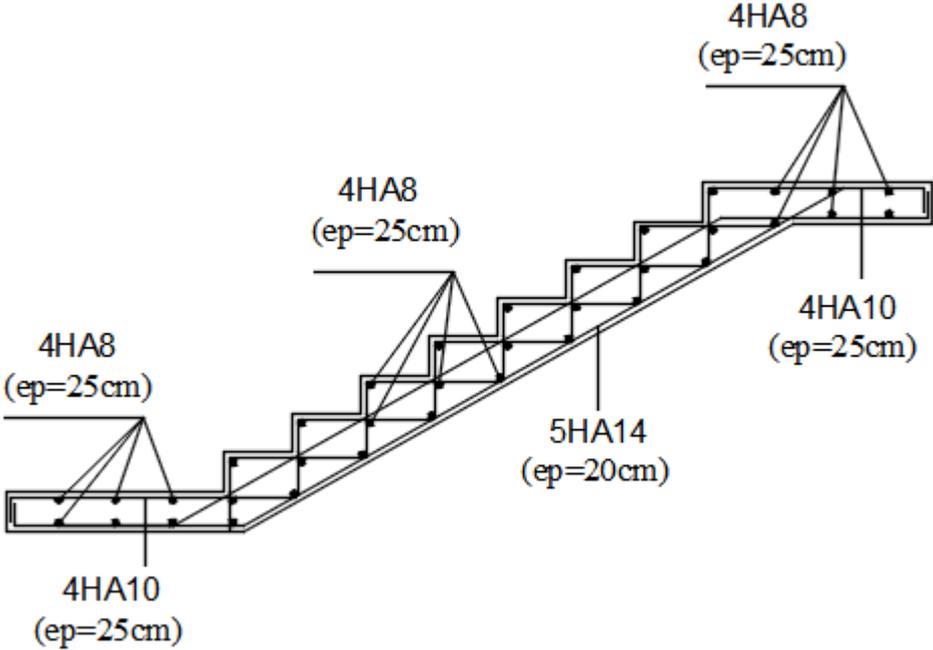


Figure (III.2.7) : schéma de ferrailage de l'escalier

### III.3-Etude de la dalle salle machine

#### III.3.1) Introduction :

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

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

#### Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de :  $1.65 \times 1.90 = 3.135 \text{m}^2$ .
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de :  $8\text{t}$  ( $P=80 \text{KN}$ ).

#### Dimensionnement :

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{cm}$$

Le R.P.A impose que  $h_{\min} = 12 \text{ cm}$ . Donc on prend  $h = 15 \text{ cm}$ .

#### III.3.2) Calcul de la dalle :

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, et elle est soumise à des charges localisées, l'étude s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

« U » et « V » sont les côtes du rectangle sur la charge « P » qui s'applique avec une diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle du béton.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{165}{190} = 0,86 \Rightarrow 0,4 < \alpha < 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

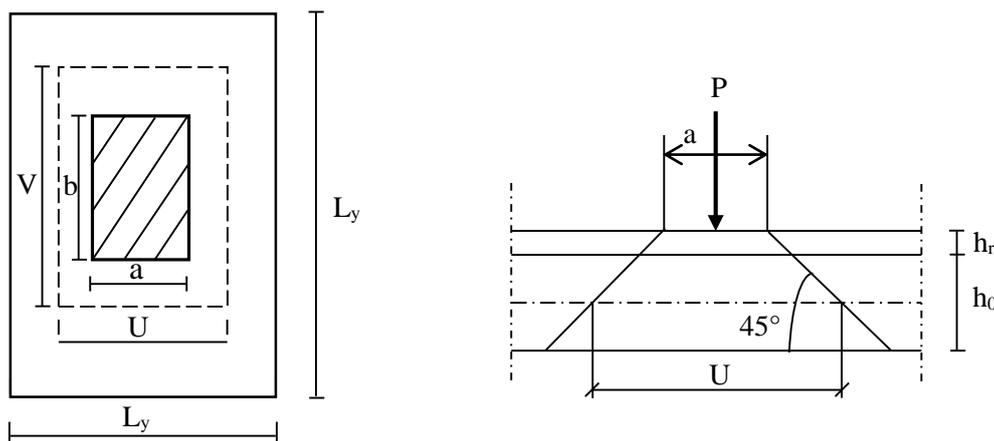


Figure (III.3.1) : Répartition de la charge localisée sur la dalle

**a) Calcul de U et V :**

$u, v$  : Dimension de rectangle sur le quelle s'applique la charge  $P$  contenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton, ils sont déterminées au niveau de la feuille moyen de la dalle.

$$u = u_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$$

Avec:

$\xi$  : coefficient de la nature de revêtement  $\Rightarrow \xi = 1$  (revêtement aussi solide que le béton).

$e$  : l'épaisseur du revêtement ( $e=5$  cm).

$h_0$  : épaisseur de la dalle.

$u_0, v_0$  : surface de contact, zone dans laquelle  $P$  est concentrée ( $u_0 = v_0 = 80$  cm )

AN :

$$u = 0,8 + 2 \cdot 1 \cdot 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$v = 0,8 + 2 \cdot 1 \cdot 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

**III.3.3) Calcul des efforts :**

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

**a) Les moments  $M_{x1}, M_{y1}$  engendré par le système de levage :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

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

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

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

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{1,90} = 0,868 \quad ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{1,05}{1,65} = 0,636 \quad ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{1,05}{1,90} = 0,552$$

A partir des abaques de PIGEAUD et après interpolation on obtient :

$$M_1 = 0,0889 ; M_2 = 0,0610$$

- **À l'ELU :**  $M_{x1} = q_u \cdot M_1$   
 $M_{y1} = q_u \cdot M_2$

Avec :

$$q_u = 1,35 \cdot P + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 80 + 1,5 \cdot 0 = 108 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 108 \cdot 0,0889 = 9,601 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 108 \cdot 0,0610 = 6,588 \text{ kN.m}$$

### b) Calcul de $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre et surcharge de la dalle pleine :

La dalle travaille dans les deux sens.

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

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

On a :  $\rho = 0,868$  dans le tableau  $\mu_x = 0,0498$  ;  $\mu_y = 0,693$

$$\text{Poids de la dalle : } G_d = 25 \cdot 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \cdot G_d + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 3,75 \cdot 1 + 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 6,563 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0498 \cdot 6,563 \cdot 1,65^2 = 0,889 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,693 \cdot 0,889 = 0,616 \text{ kN.m}$$

### c) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,601 + 0,889 = 10,49 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,588 + 0,616 = 7,204 \text{ kN.m}$$

#### Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur effectuant le coefficient de **(0,95)** en travée et **(0,3)** aux appuis.

- moments en travée :

$$M_{tx} = 0,95 \cdot 10,49 = 9,965 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,95 \cdot 7,204 = 6,843 \text{ kN.m}$$

- moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot 10,49 = 3,147 \text{ kN.m}$$

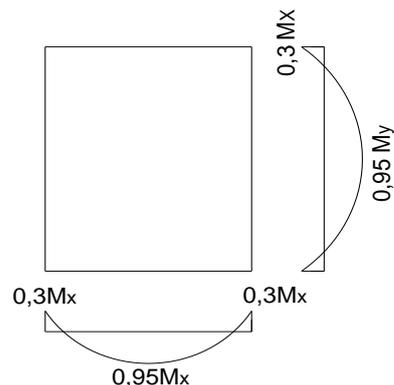


Figure (III.3.2) : correction des moments

**III.3.4) Ferrailage :**

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple, le moment max s'exerce selon la petite portée, par conséquent les armatures correspondantes constituant le premier lit.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur de la dalle

**a) Sens x-x :**

- en travée:**

On a:  $d = 13$  ,  $c = 2\text{cm}$  ,  $M_{tx} = 9,965 \text{ kN.m}$  ,  $b = 100\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d_x^2 f_{bc}} = \frac{9,965 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,0415$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

à partir des abaques, on détermine la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0,041 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_x = \frac{M_{tx}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{9,965 \cdot 10^3}{0,979 \cdot 13 \cdot 348} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **5HA8/ml = 2,51cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub>=20cm**

- aux appuis :**

On a:  $d = 13$  ,  $c = 2\text{cm}$  ,  $M_x^a = M_y^a = 3,141 \text{ kN.m}$  ,  $b = 100\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,141 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,013$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

à partir des abaques, on détermine la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,141 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 13 \cdot 348} = 0,69 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub>=25cm**

**b) Sens y- y :**

- en travée:**

On a:  $M_{ty} = 6,843 \text{ kN.m}$  ,  $b = 100\text{cm}$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13 - \frac{0,8 + 0,8}{2} = 12,2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b d_y^2 f_{bc}} = \frac{6,843 \cdot 10^3}{100 \cdot (12,2)^2 \cdot 14,2} = 0,0323$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

à partir des abaques, on détermine la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{6,843 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 13 \cdot 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **5HA8/ml = 2,51 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub>=20cm**

## III.3.5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (*BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4*) :

Sens x-x :

$$\omega_x = \frac{A_x^{\min}}{b \cdot h} \geq \omega_o \cdot \frac{3 - \rho_x}{2}$$

Avec :  $\omega_o = 0,0008$  pour  $f_e E400$  $\omega_x$  : pourcentage d'acier en travée dans le sens x - x. $A_{\min}$  : section minimale d'armatures

$$A_x^{\min} \geq 0,0008 \frac{3 - 0,868}{2} \cdot 100 \cdot 15 = 1,279 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\omega_y = \frac{A_y^{\min}}{b \cdot h} \geq \omega_o \quad \Rightarrow \quad A_y^{\min} = \omega_o \cdot b \cdot h$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Poinçonnement (*BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.42*) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $Q_u$  : charge de calcul à l'ELU. $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen. $h_t$  : épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q_u = 1,35 \cdot 80 = 108 \text{ kN} \leq 0,045 \cdot 4,2 \cdot 0,15 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Diamètre maximal des armatures (*BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42*) :

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Rapport minimale des aciers en travées :**

$$A_y \geq \frac{A_x}{3} = \frac{2,51}{3} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 0,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**e) Espacement des armatures : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée :  $\min(2h_t, 25 \text{ cm})$ .
- Direction perpendiculaire :  $\min(3h_t, 33 \text{ cm})$ .

- **Sens x-x:**

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

- **Sens y-y:**

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

**f) contrainte tangentielle : (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.2)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b d} \leq 0,07 \frac{\sqrt{f_{c28}}}{\gamma_b}$

Avec :  $b=1\text{m}=10000\text{mm}$  ;  $d=9 \cdot h_t$

- **Au milieu de U :**

On a

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \quad \text{avec} \quad p = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{108}{2 \times 1,05 + 1,05} = 34,285 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3 \cdot V} = \frac{108}{3 \cdot 1,05} = 34,285 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{34,285 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0,9 \cdot 150} = 0,253 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,295 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.3.6) Vérification à l'ELS :****1) Calcul des efforts :****a) Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  engendré par le système de levage :**

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

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

$$q_s = P+Q = 80 \text{ kN} \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS}$$

$$M_1 = 0,0889 \quad ; \quad M_2 = 0,0610$$

$$M_{x1} = 80 (0,0889 + 0,2 \cdot 0,0610) = 8,088 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 80 (0,061 + 0,20 \cdot 0,0889) = 6,302 \text{ kN.m}$$

**b) Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre et surcharge de la dalle pleine :**

$$\text{On a : } \rho = 0,868 \quad \text{dans le tableau} \quad \mu_x = 0,0569 \quad ; \quad \mu_y = 0,791$$

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

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

$$\text{Poids de la dalle : } G_d = 25 \cdot 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G_d + Q = 3,75 \cdot 1 + 1 \cdot 1 = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0569 \cdot 4,75 \cdot 1,65^2 = 0,735 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,791 \cdot 0,735 = 0,581 \text{ kN.m}$$

**c) Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,088 + 0,735 = 8,823 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,302 + 0,581 = 6,883 \text{ kN.m}$$

**• En tenant compte de l'encastrement partiel :**

- moments en travée :

$$M_{tx} = 0,95 \cdot 8,823 = 8,381 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,95 \cdot 6,883 = 6,538 \text{ kN.m}$$

- moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot 8,381 = 2,514 \text{ kN.m}$$

**2) Etat limite de fissuration :**

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

## 3) Vérifications des contraintes dans le béton :

## a) Sens x-x :

• *En travée :*

$$A_{tx} = 2,51 \text{ cm}^2 ; M_{tx} = 8,381 \text{ kN.m}$$

$$\text{On doit avoir } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 d_x A_{tx}} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 A}{b d_x} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 13} = 0,193$$

des annexes, on tire les valeurs de  $k_1$  et  $\beta_1$  :  $k_1 = 55,42$ ;  $\beta_1 = 0,929$

$$\sigma_{st} = \frac{8,381 \cdot 10^6}{0,929 \cdot 130 \cdot 251} = 276,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{276,47}{55,42} = 4,98 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

• *aux appuis :*

$$A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 ; M_x^a = M_y^a = 2,514 \text{ kN.m}$$

$$\text{On doit avoir } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13} = 0,155$$

$$\rho = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 63,12 ; \beta_1 = 0,936$$

$$\sigma_{st} = \frac{2,514 \cdot 10^6}{0,927 \cdot 130 \cdot 201} = 103,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{103,78}{63,12} = 1,64 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

## b) Sens y-y :

• *En travée :*

$$A_{ty} = 2,51 \text{ cm}^2 ; M_{ty} = 6,538 \text{ kN.m}$$

$$\text{On doit avoir } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A}{b d_y} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 12,2} = 0,206$$

$$\rho = 0,206 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 53,49 ; \beta_1 = 0,927$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,538 \cdot 10^6}{0,927 \cdot 122 \cdot 251} = 230,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{230,31}{53,49} = 4,3 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

**III.3.6)-4 Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} ; \quad 2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} .$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

$M_{tx}$  : Moment entravé de la dalle continue dans la direction  $l_x$

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).

$A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à (1m).

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{15}{165} = 0,09 \succ \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} = \frac{0,95 \cdot M_x}{20 \cdot M_x} = 0,047 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$2) \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{2,51}{100 \cdot 13} = 0,00193 \prec \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

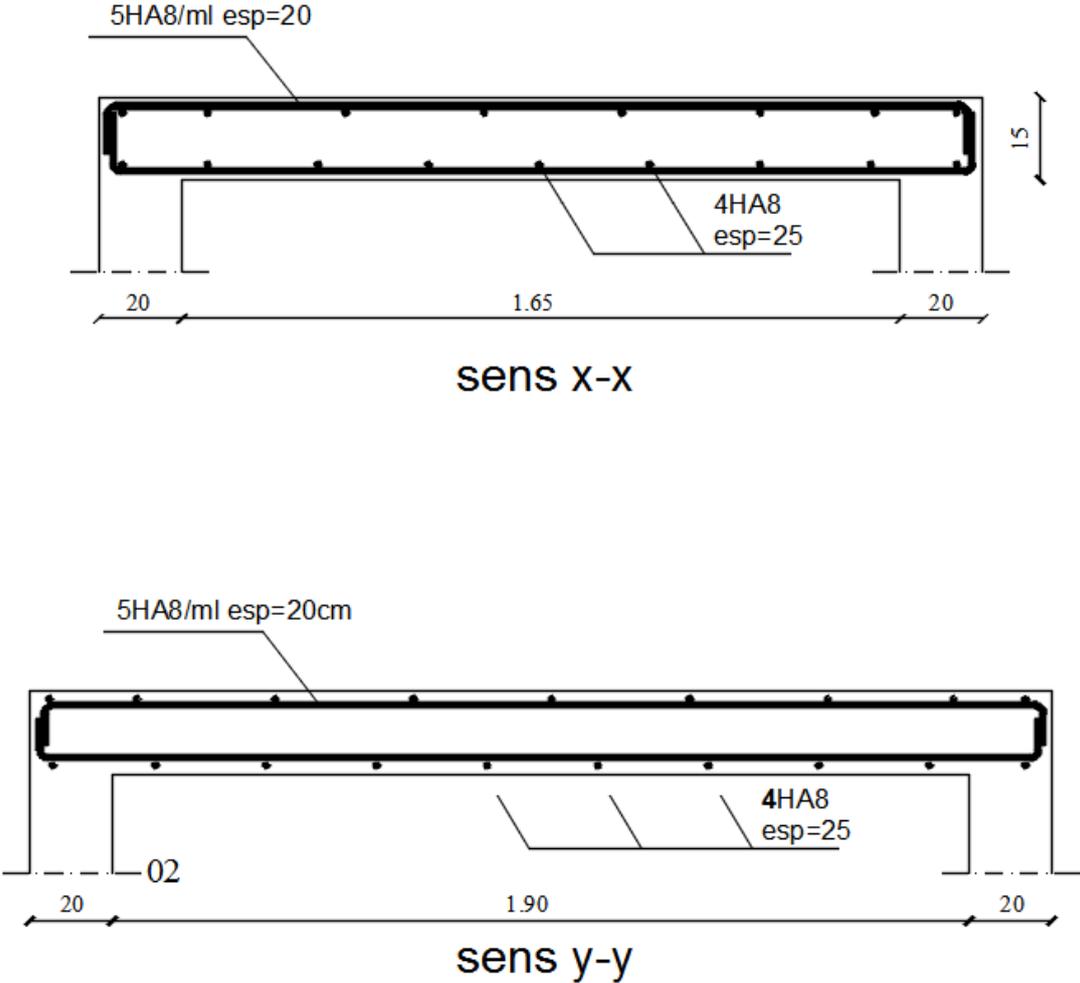


Figure (III.3.3) : plan de ferrailage de dalle salle machine

## III.4-Etude du balcon

## III.4.1) : Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher, soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de [1ml].

## III.4.2) : pré dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

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

Avec : L : largeur du balcon

$$e \geq \frac{135}{10} = 13.5cm.$$

On prend une épaisseur  $e_p=15cm$

Les balcons à calculer sont à dalle pleine qui a pour dimensions :

Largeur =1.35 m

## III.4.3) : Charges et surcharges :

## a) Charges permanentes :

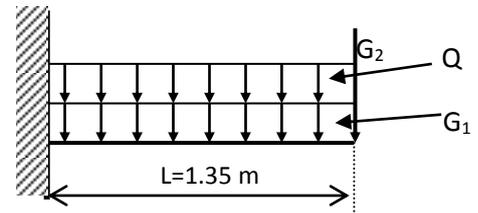


Figure (III.4.1) : Schéma statique du balcon

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
<b>G<sub>1</sub> = 5.11kN/m<sup>2</sup></b>				

Tableau (III-4-1) : Charge permanentes de la dalle

## b) Charges permanentes du mur :

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0,20
<b>G2= 1.46 kn/m<sup>2</sup></b>				

Tableau (III-4-2) : Charge permanentes du Mur

## c) Surcharge d'exploitation :(uniformément répartie) :

Surcharge d'exploitation de la dalle, donnée par le DTR :  $Q= 3.5 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à la main courante :  $Q' = 1\text{KN/ml}$

## III.4.4) : Les combinaisons de charges :

## a) Les combinaisons de charges à l'ELU :

Pour la dalle :  $q_u = [1.35G_1 + 1.5Q] \times 1\text{m} = [1.35(5.11) + 1.5(3.5)] \times 1\text{m} = 12.148\text{KN/ml}$ .

Pour le garde-corps :  $g_u = (1.35G_2) \times 1\text{m} = [1.35(1.46)] \times 1\text{m} = 1.971\text{KN/ml}$ .

Pour la main courante :  $q_{u1} = (1.5Q') = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$

## b) Les combinaisons de charges à l'ELS :

Pour la dalle :  $q_s = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = (5.26 + 3.5) \times 1\text{m} = 8.61\text{KN/ml}$ .

Pour le garde-corps :  $g_s = G_2 \times 1\text{m} = 1.46\text{KN/ml}$ .

Pour la main courante :  $q_{s1} = 1\text{KN/ml}$

**III.4.5) : Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fait à L'ELU pour une bande de 1ml.

**a) le moment fléchissant :**

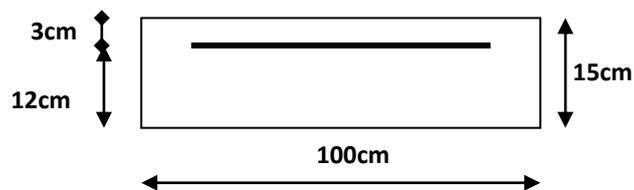
$$M_u = M_{qu} + M_{gu}$$

$$M_u = (q_u l^2 / 2) + (g_u \times l) = [12.148 \times (1,35)^2 / 2] + [1.971 \times 1.35] = 13.73 \text{ KN}.$$

**Remarque :** Le moment de la main courante est nul ( $M = 0$ ).

**b) L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u l + g_u = 12.148 \times 1.35 + 1.971 = 18.37 \text{ KN}$$

**III.4.6) : Ferrailage :****a) Armatures principales :**

**Figure (III.4.2) :** section transversale de la dalle

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.73 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14,2} = 0,067 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A(\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.067 \Rightarrow \beta = 0.965$$

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

$$A_u = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{13.73 \times 10^4}{0.965 \times 120 \times 348} = 3.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

**b) Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**

## III.4.7) : Vérification à L'ELU :

## a) Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art6.1.3/BAEL 91) :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.37 \times 1000}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'ya aucun risque d'entraînement des barres.

## b) Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ .

⇒ Condition vérifiée

Armatures de répartition:  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ .

⇒ Condition vérifiée

## c) Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

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

Avec  $\bar{\tau}_u = \min\{0.15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3.75 \text{ MPa}$  (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{18.37.1000}{1000 \times 120} = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## d) condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.4.8) : Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration étant préjudiciable avec  $\eta = 1.6$

On doit vérifier que :

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

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

**a) Vérification des contraintes dans les aciers :**

$M_s = M_{qs} + M_{gs}$

$$M_s = (q_s l^2 / 2) + g_s \times l = [8.61 \times (1.35)^2 / 2] + [1.46 \times 1.35] = 9.81 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0,38 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{9.81 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 199.84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 199.84 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{132,889}{27.55} = 4.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.82 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

**c) Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ Soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$L_s = 50 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \quad \rightarrow$  On prévoit des crochets.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1.253/BAEL91 modifiée99) est fixée pour les barres a haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Soit des crochets de 20 cm.

**d) Vérification de la flèche :(BAEL99/Art B.5.6.3)**

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,111 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,111 > \frac{10.276}{10 \times 10.276} = 0,1 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{100 \times 12} = 0,0064 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**Remarque :**

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

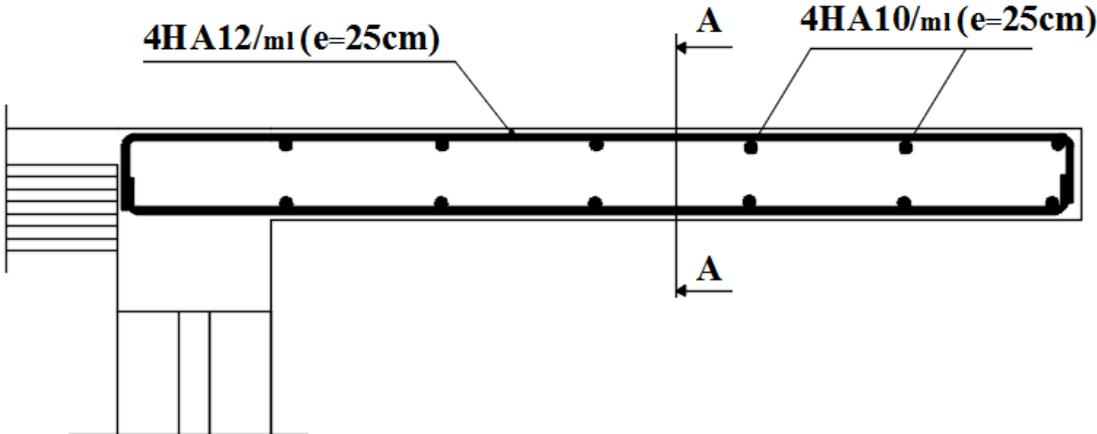


Figure (III.4.2) : Ferrailage du balcon

### III.5-Etude de l'acrotère

#### III.5.1) Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

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

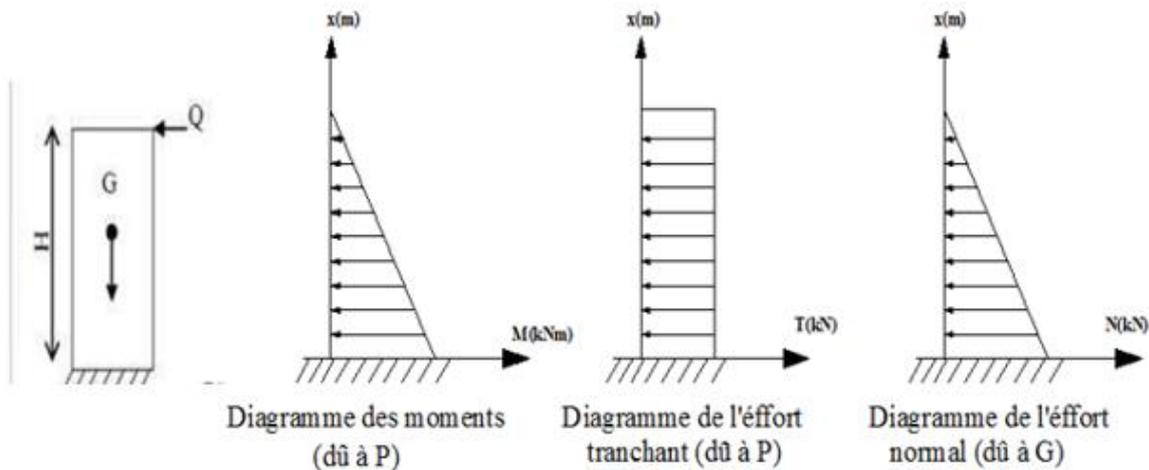


Figure (III.5.1) : Schéma statique des efforts

#### III.5.2) Détermination des charge et surcharge :

Poids propre:  $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$

$$S = \left[ (0.80 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - \left( \frac{0.05 \times 0.05}{2} \right) \right] = 0.0937\text{m}^2$$

$$S = 0.0937\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0.09375 \times 1\text{ml} = 2.343 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

**III.5.3) Calcul des sollicitations :**

Effort normal du au poids propre :  $N = G \times 1 = 2.343\text{kN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1\text{ kN}$

Moment de renversement M du à Q :  $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.80 \times 1 = 0.80\text{ kN.m}$

**III.5.4) Les combinaisons de charges :****a) ELU :**

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 2.343 = 3.163\text{kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5\text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.8 = 1.2\text{kN.m}$$

**b) ELS:**

$$N_s = N = 2.343\text{kN}$$

$$T_s = T = 1\text{ kN}$$

$$M_s = M = 0.8\text{kNm}$$

**III.5.5) Ferrailage:**

Figure(III.5.2) : section de l'acrotère

**a) Calcul de l'excentricité :**

$$\bullet \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.163} = 0.379\text{ m} \approx 38\text{cm}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm}$$

$(\frac{h}{2} - c)$  → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

$$\text{Donc : } e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

### b) Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 3.163 \times [0.38 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 1.265 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.265 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_1 = 0.392$$

→  $\mu_u = 0.018 < \mu_1 = 0.392$  → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$$

**Remarque :** La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

### c) Armatures fictives (flexion simple) :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{1.265 \times 10^3}{0.991 \times 348 \times 7} = 0.524 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

### d) Armatures réelle (flexion compose) :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.524 - \frac{3.163}{34.8} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$  → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

## III.5.6) Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,8 / 2.343 = 0,341 \text{ m}$$

avec :  $d = 7 \text{ cm}$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left[ \frac{341 - 0,445 \times 7}{341 - 0,185 \times 7} \right]$$

$$\text{D'où } A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 > A = 0,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Avec :

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

**Conclusion:**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$$A_s = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

- **Armature principale :**

$$A_s = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 2,51/4 = 0,627 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

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

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,021 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :  $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$  ( $V_u$  : effort tranchant).

**Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres :( Art A. 6.1.3/BAEL 91)**

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement:  $\Psi_s = 1.5$  H.A

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

Avec :  $\sum U_i = n \Pi Q = 5 \times \Pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 103}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.189 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.189 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)**

$L_s = 40 \Phi$  pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$  pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400  $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

**e) Espacement des barres :**

La fissuration est préjudiciable ; donc  $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

**h = 10 cm.** C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

**III.5.7) Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

**a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration  $\{\eta = 1.6 \text{ H.A}\}$

$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.6, \max (200, 201.63)\} \rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.36$$

$$\rho_1 = 0.36 \rightarrow \beta_1 = 0.906 \rightarrow K_1 = 38.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.8 \times 10^3}{0.906 \times 7 \times 2.51} = 50.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 50.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{50.25}{38.62} = 1.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.5.8) Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3})$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2)  $\rightarrow$   
 $A = 0.25$  (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) :  $C_p = 0.8$

$W_p$  : Poids de l'acrotère ( $W_p = 2.343$  [kN/ml])

D'où :  $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.343 = 1.874$  [kN/ml].

$F_p = 1.874$  kN/ml  $> Q = 1$  kN/ml

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal inférieur à la force sismique  $F_p$ ,

**Donc on doit refaire le calcul avec:  $Q = 1.874$  KN/ml.**

### III.5.9) Calcul du ferrailage pour $Q=1.874 \text{ kN/ml}$ :

#### III.5.9)-1 Calcul des sollicitations :

Poids propre:  $G=2.343 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1.874 \text{ kN/ml}$ .

Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 = 2.343 \text{ kN}$

Effort tranchant :  $T = 1.874 \times 1 = 1.874 \text{ kN}$

Moment de renversement  $M$  dû à  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1 = 1.874 \times 0.80 \times 1 = 1.499 \text{ kN.m}$

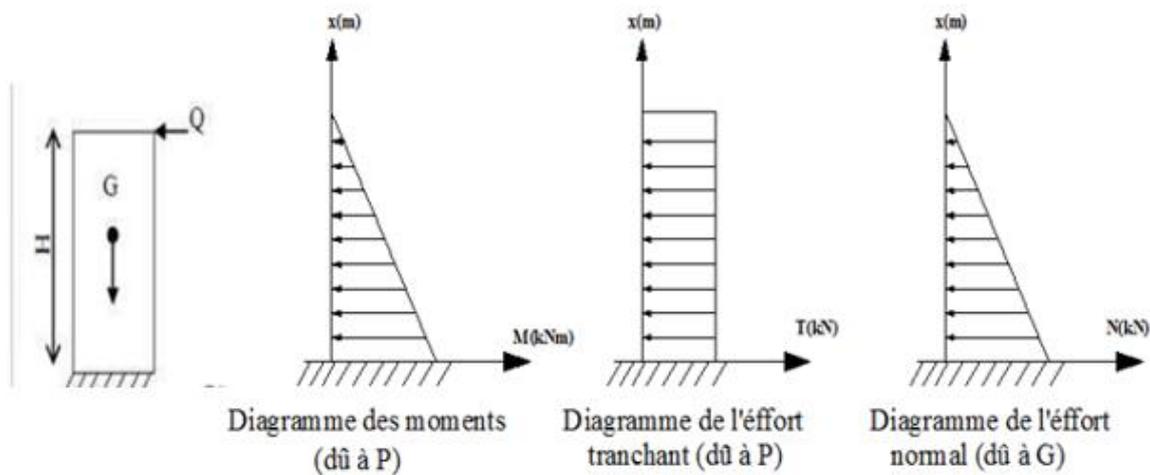


Figure (III.5.3) : Schéma statique des efforts

#### III.5.9)-2 Les combinaisons de charges :

##### a) ELU :

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 2.343 = 3.163 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1.874 = 2.811 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 1.499 = 2.248 \text{ kN.m}$$

##### b) ELS:

$$N_s = N = 2.343 \text{ kN}$$

$$T_s = T = 1.874 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 1.499 \text{ kN.m}$$

## III.5.9)-3 Ferrailage:



Figure(III.5.4) : section de l'acrotère

## a) Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.248}{3.163} = 0.71 \text{ m} \approx 71\text{cm}$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm}$

$(\frac{h}{2} - c) \rightarrow$  la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

Donc :  $e_u = 71\text{cm} > h/2 - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

## b) Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 3.163 \times [0.71 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 2.308 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.308 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu_1 = 0.392$$

$\rightarrow \mu_u = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

Avec :  $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$

remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

**c) Armatures fictives (flexion simple) :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{2.308 \times 10^3}{0.983 \times 348 \times 7} = 0.963 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

**d) Armatures principale (flexion composé) :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.963 - \frac{3.163}{34.8} = 0.872 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

**III.5.9)-4 Vérification à l'ELU :**

**a) La condition de non fragilité ..... (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

$$e_s = M_s / N_s = 1.499 / 2.343 = 0.639 \text{ m}$$

avec :  $d = 7 \text{ cm}$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[ \frac{639 - 0,445 \times 7}{639 - 0,185 \times 7} \right]$$

$$A_{\min} = 0.842 \text{ cm}^2$$

$$D'où \quad A_{\min} = 0,842 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.842 \text{ cm}^2 \leq A = 0.872 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

**Conclusion:**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont inférieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$$A_s = 0.872 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Armature principale :**

$A_s = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$ .

- **Armatures de répartition :**

$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.627 \text{ cm}^2$

On adoptera 4 HA8=2.01cm<sup>2</sup> avec un espacement :  $S_t = 80/4 = 20 \text{ cm}$

**Remarque :**

on garde le même ferrailage

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

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min( 2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa} ) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.811 \times 10}{10^2 \times 8} = 0.04 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :  $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.874 = 2.811 \text{ kN}$  ( $V_u$  : effort tranchant).

**Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres :( Art A. 6.1.3/BAEL 91)**

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement:  $\Psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

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

Avec :  $\sum U_i = n \Pi Q = 5 \times \Pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{2.811 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.355 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.355 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

## III.5.9)-5 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

## a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration { $\eta=1.6$  H.A ;  $\eta=1$  r.l}

Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.6, \max(200, 201.63)\} \rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.36$$

$$\rho_1 = 0.36 \rightarrow \beta_1 = 0.906 \rightarrow K_1 = 38.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.49 \times 10^3}{0.906 \times 7 \times 2.51} = 93.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 93.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{93.6}{38.62} = 2.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales :** 5 HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 20 cm.
- **Armatures de répartition :** 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 20 cm.

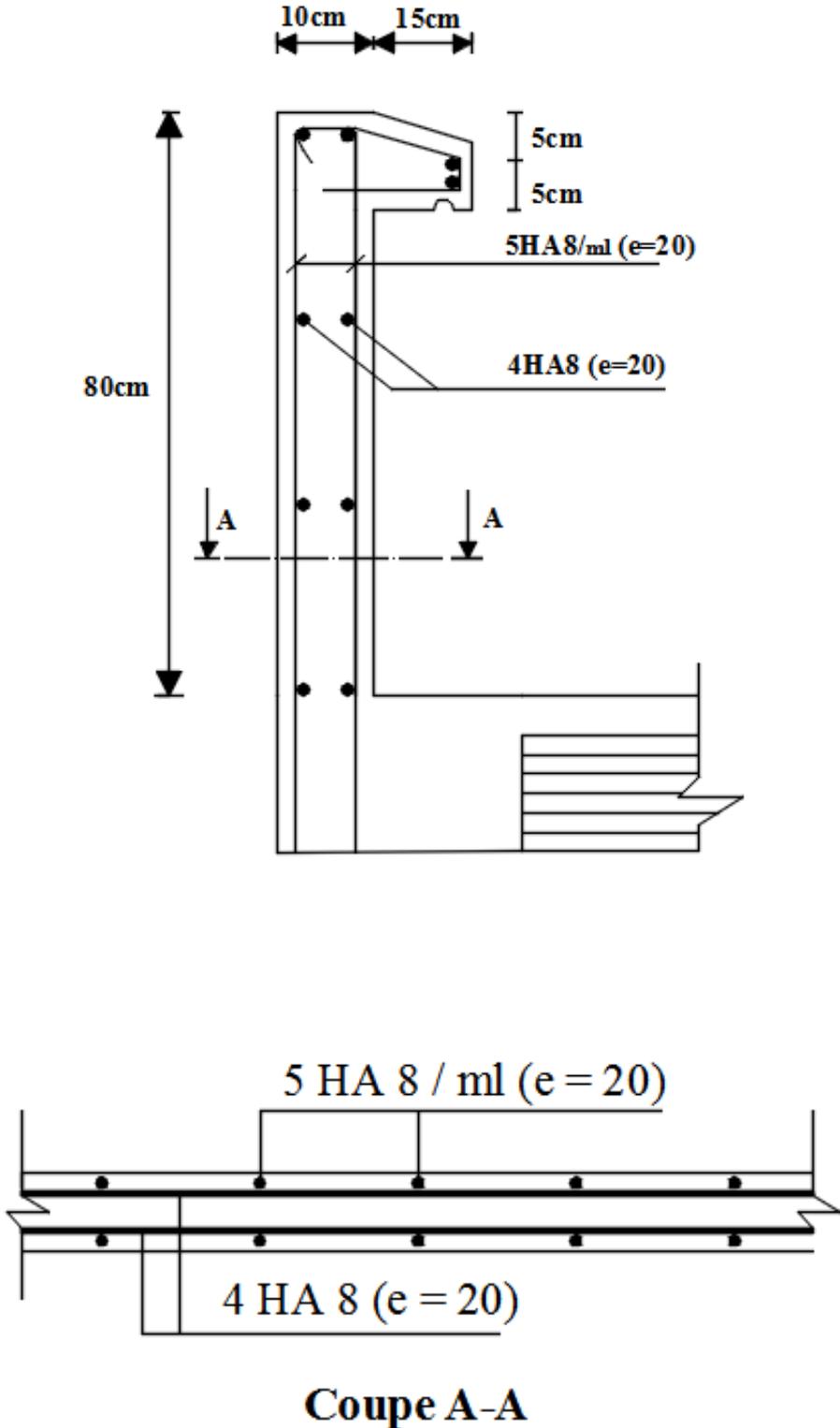


Figure (III.5.5) : ferrailage de l'acrotère

## IV-Modélisation de la structure

### IV.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qui est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF).

Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

### IV.2) Concept :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution .cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la(MEF).

### IV.3) Description d'ETABS :

L'**ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)** est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L 'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

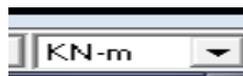
### IV.4) Etapes de modélisation :

- **Etape 1 :**

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

- a) Choix des unités :**

Au bas de l'écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

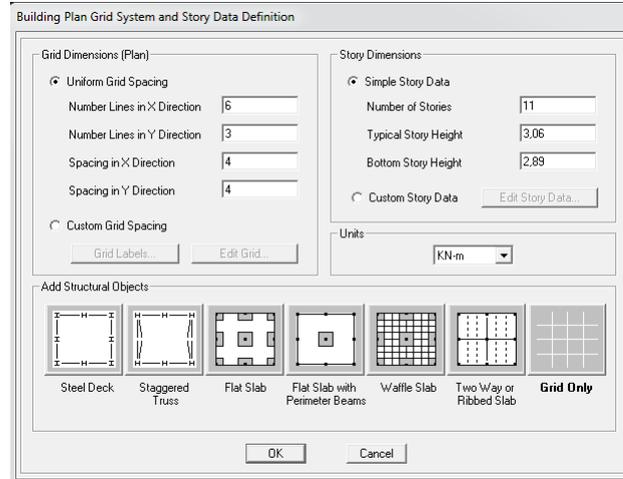


**b) Géométrie de base**

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

**File new** → **model** → **No**

Une fenêtre s'affichera :



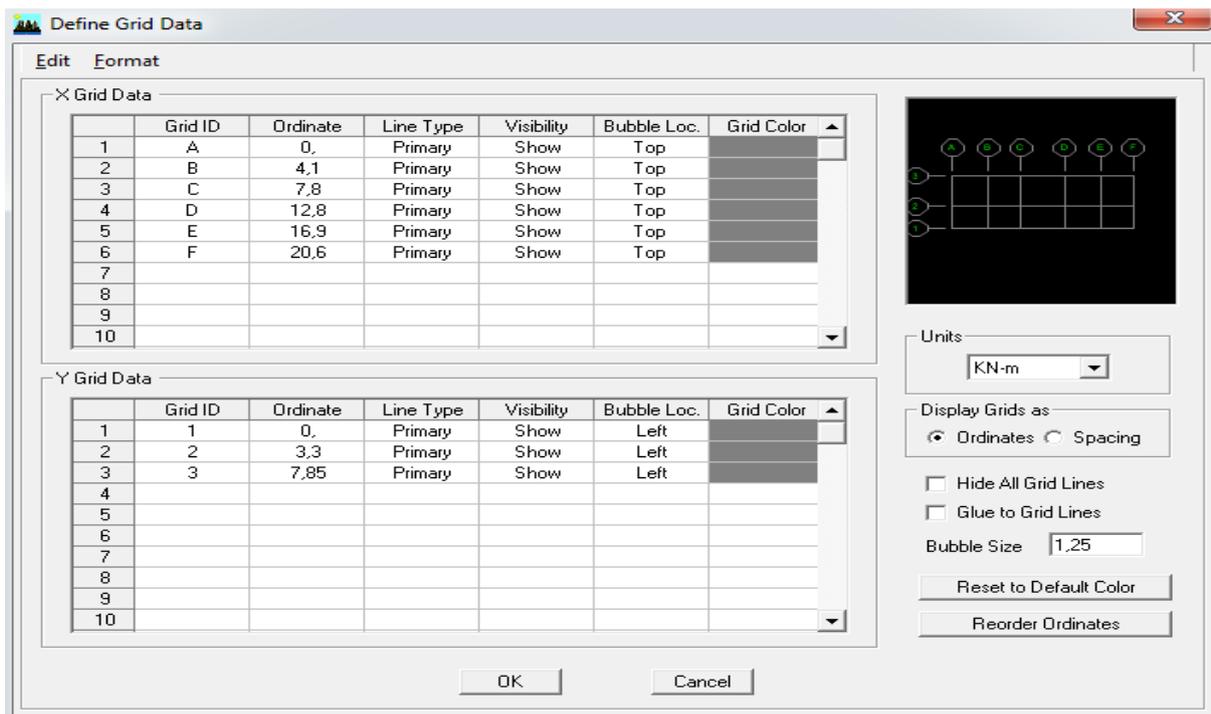
Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

**c) Pour la longueur des travées :**

**Custom Grid Spacing**, et on remplit les tableaux comme suit :



d) Pour la hauteur des niveaux :

Costom Story Data, et on remplit le tableau comme suit :

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	DSM	3.06	37.57	No	NONE	No	0.
12	ET9	3.06	34.51	No	NONE	No	0.
11	ET8	3.06	31.45	No	NONE	No	0.
10	ET7	3.06	28.39	No	NONE	No	0.
9	ET6	3.06	25.33	No	NONE	No	0.
8	ET5	3.06	22.27	No	NONE	No	0.
7	ET4	3.06	19.21	No	NONE	No	0.
6	ET3	3.06	16.15	No	NONE	No	0.
5	ET2	3.06	13.09	No	NONE	No	0.
4	ET1	3.06	10.03	No	NONE	No	0.
3	RDC	4.08	6.97	No	NONE	No	0.
2	S-SOL	2.89	2.89	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

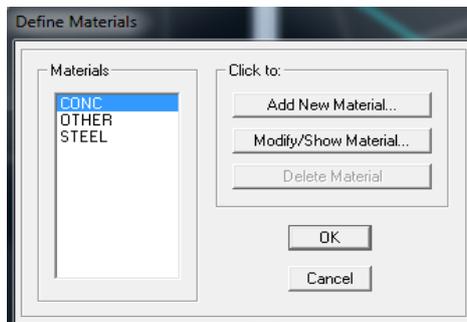
  

Reset Selected Rows		Units	
Height	3.06	Reset	Change Units
Master Story	No	Reset	KN-m
Similar To	NONE	Reset	
Splice Point	No	Reset	
Splice Height	0	Reset	

• Etape 2:

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence ,l'acier et le béton , et pour cela on suit les étapes suivantes :

Define → Material Properties → Conc



→ Modify/Show Material Et on le remplit comme suit:

<b>Material Name</b>	B25	<b>Display Color</b>	<span style="background-color: blue; color: white;"> </span>
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	<b>Type of Design</b>	Design <span style="border: 1px solid gray; padding: 2px;">Concrete</span>
<b>Analysis Property Data</b>		<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub>	25000.
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub>	400000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub>	400000.
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750.		

• **Etape 3 :**

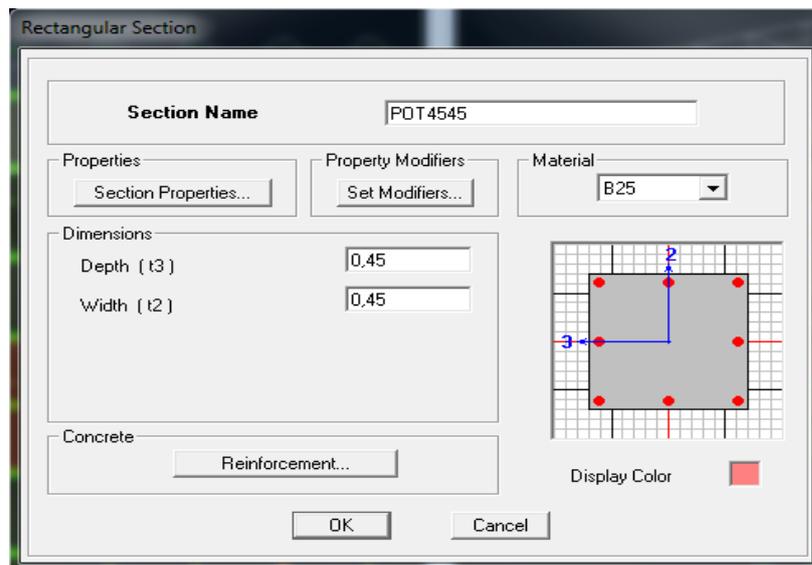
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles,...), et les affecte dans la structure

**3.1) propriétés géométriques des éléments**

**a) poteaux :**

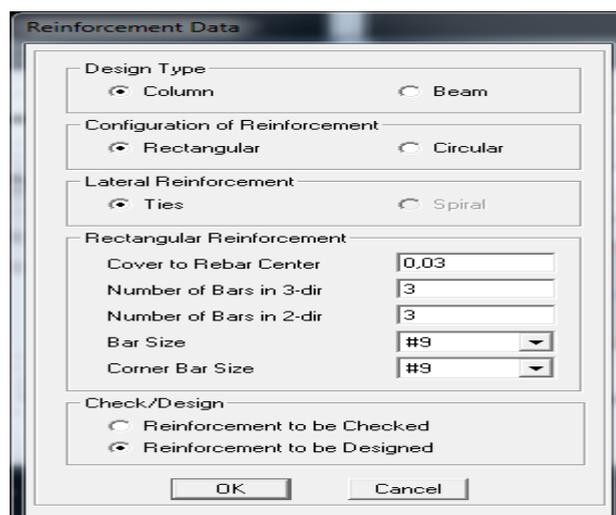
Define → Frame Sections → Add Rectangular

Et on remplit comme il est montre dans la fenetre ci desous



→ **Reinforcement Data**

et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-desous

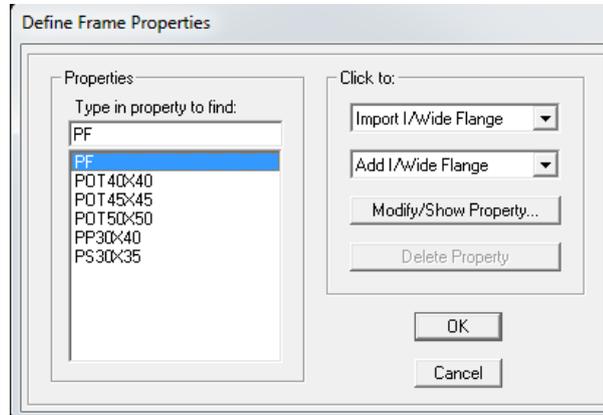


→ **OK** → **OK**

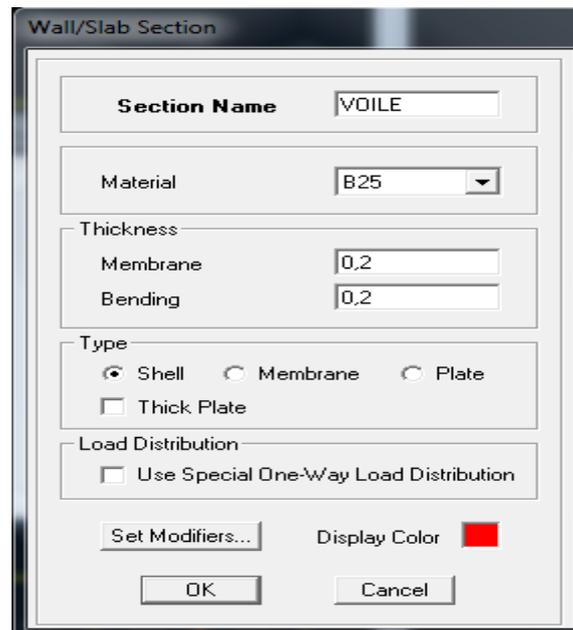
**b) Poutres:**

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**

Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :

**c) Voiles :**

Define → Wall/Slab/Deck sections



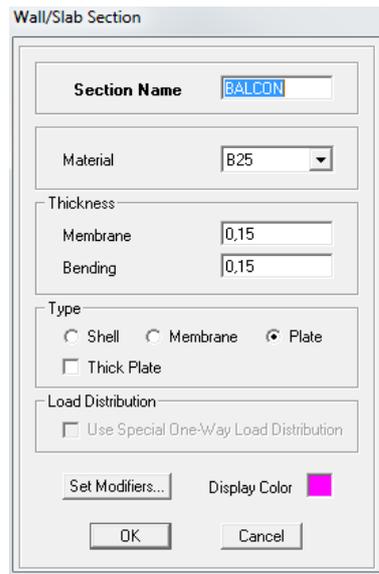
**d) Volée :**

On suit les mêmes étapes que pour les voiles

**e) Balcon :**

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Slab

Et on la remplit comme il est montré :



**f) Palier de repos et dalle salle machine :**

On suit les mêmes étapes que pour les loggias.

**g) Éléments corps creux :**

Pour les corps creux, nous avons choisis le bardage, qui est un panneau virtuel (qui n'a ni matériau ni épaisseur), et son rôle est de répartir les charges et surcharges sur les éléments porteurs.

D'abord on définit les propriétés du matériau utilisé :

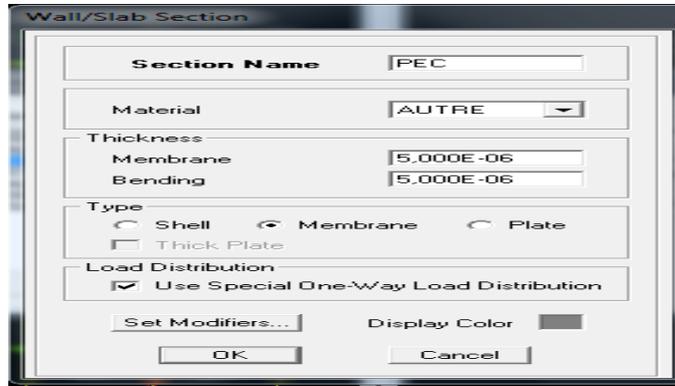
Define → Material Properties → Add New material

<b>Material Name</b>	<b>Bardage</b>
<b>Mass per unit Volume</b>	<b>0</b>
<b>Weight per unit Volume</b>	<b>0</b>

Ensuite on définit ses propriétés :

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Slab

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :



### 3.2) L'affectation des éléments dans la structure

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les etapes ci-après :

#### a) Poteaux

On clique sur l'icône



Property	POT4545
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

properties of Object → property

On choisit le nom de la section (pot 45x45 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

#### b) Poutres.....



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

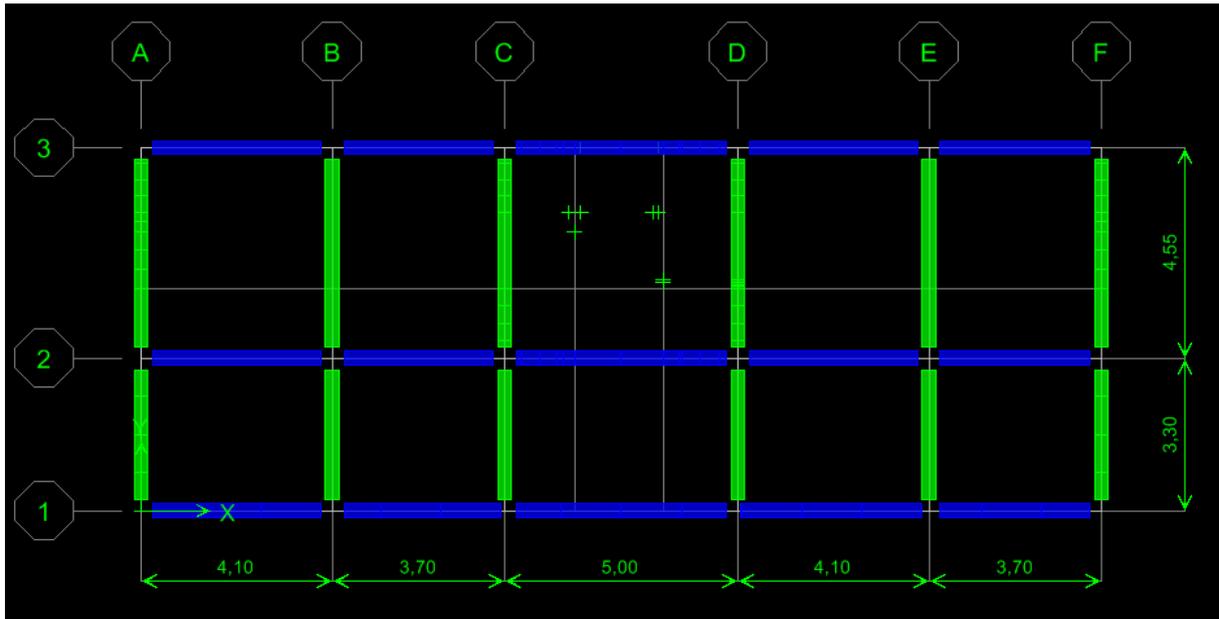
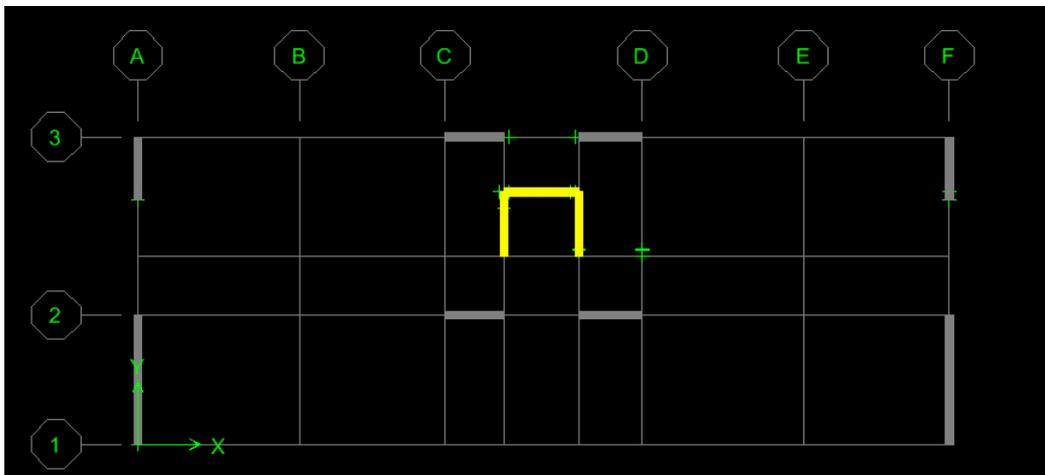


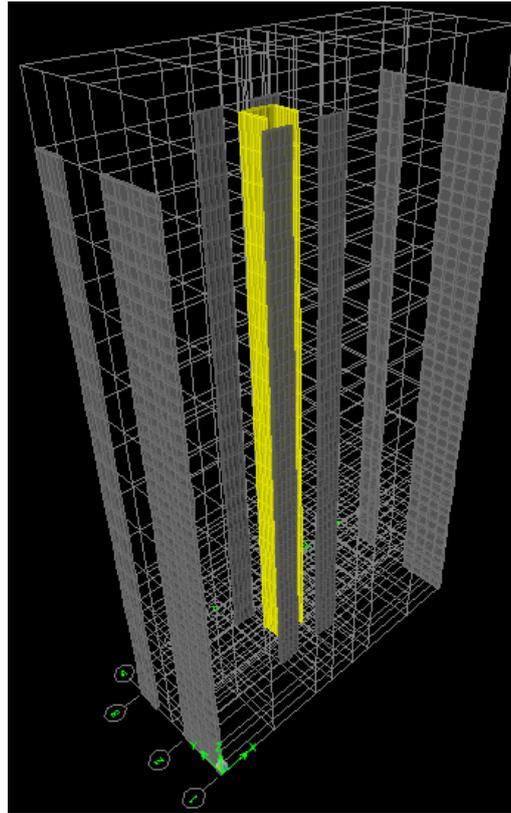
Figure (IV.1) : disposition des poutres

c) Voile.....

Qui seront disposés comme suit :



Vue en 2D



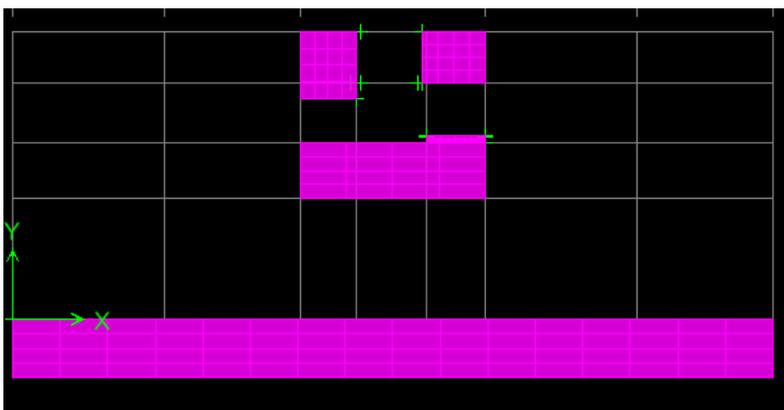
Vue en 3D

Figure (IV.2) : disposition des voiles

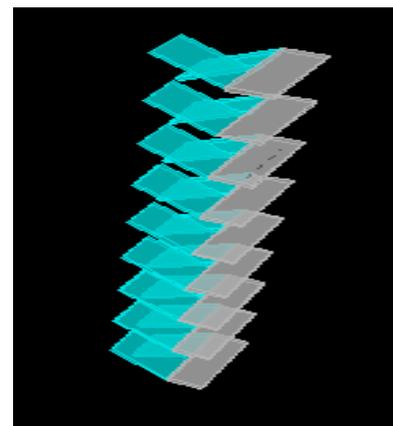
d) Loggia, palier de repos et volée.....



Et il seront affectés comme suit :



Balcon et palier



Escalier (volée, palier de repos)

Figure (IV.3) : balcon, Escalier

e) Bardage.....

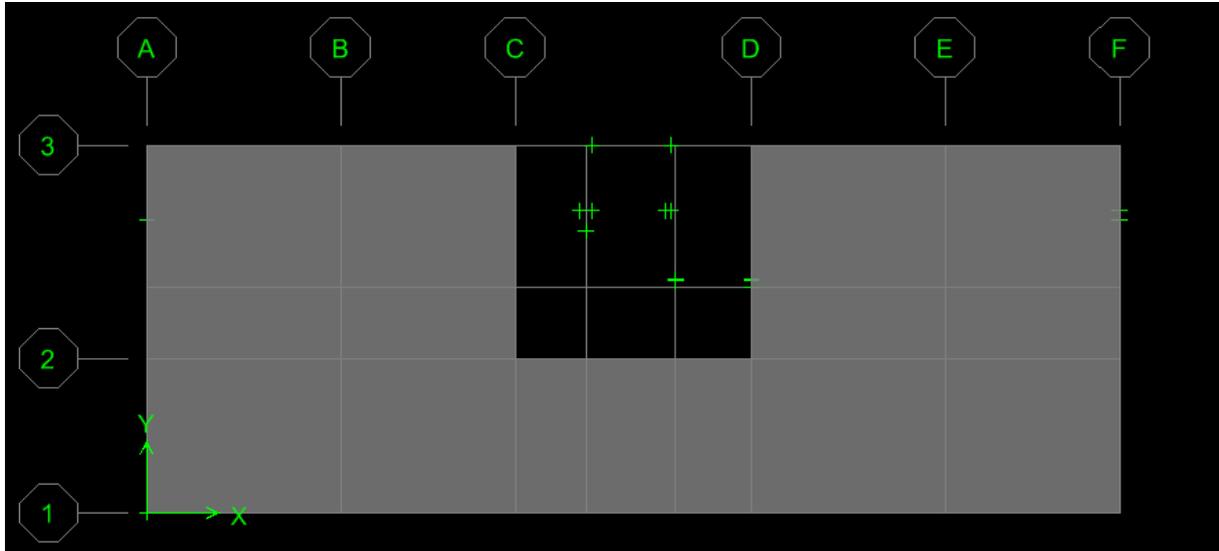


Figure (IV.4) : Bardage

Et on aura notre structure comme montré ci-dessous :

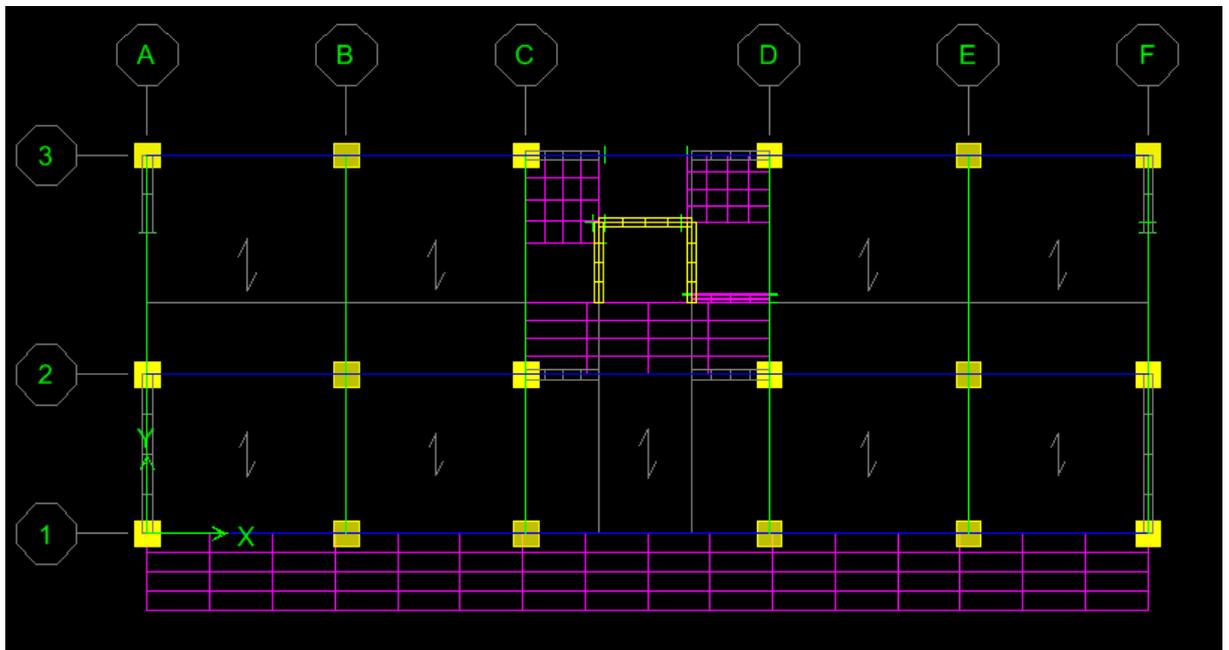


Figure (IV.5) : Vu en plan de la structure

- **Etape 4 :**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

- Données à introduire dans le logiciel

- **Zone sismique :**

**Zone III** (Zone de sismicité élevée, du RPA 2003 Art 3.1)

- **Groupe d'usage :**

**Groupe 2** (Ouvrages courants, du.3.2 du RPA 2003 Art 3.2)

- **coefficient de comportement R:**

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

**R = 5** (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)

- **Site :**

Site : **S3 site meuble**

- **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

— Conditions minimales sur les files de contreventement,  
Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

— la redondance en plan,  
Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

— la régularité en plan,  
La structure est classée non régulière en plan

— la régularité et en élévation,  
La structure est classée non régulière en élévation

— Contrôle de la qualité des matériaux,  
— Contrôle de la qualité de l'exécution.  
Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pq$

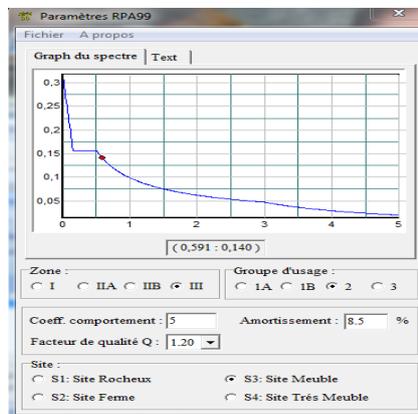
**Pq** : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Observé	0,00
Régularité en élévation	Observé	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,05
		<b>Q = 1,20</b>

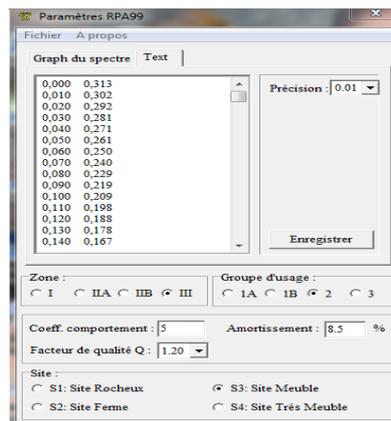
Tableau (IV.1) : Facteur de qualité Q

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,20**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

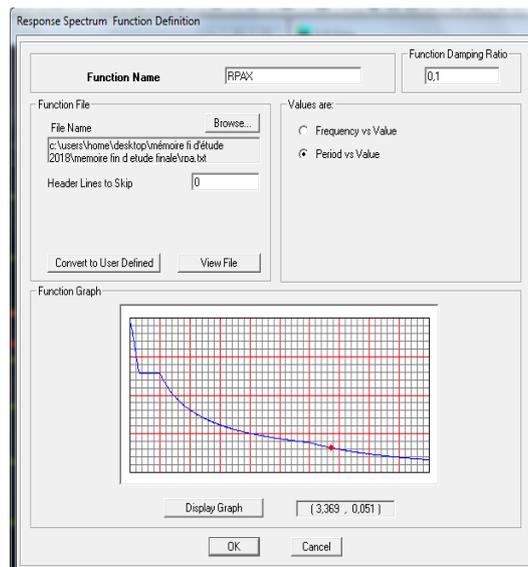


On Clique sur **Text** → enregistré



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**



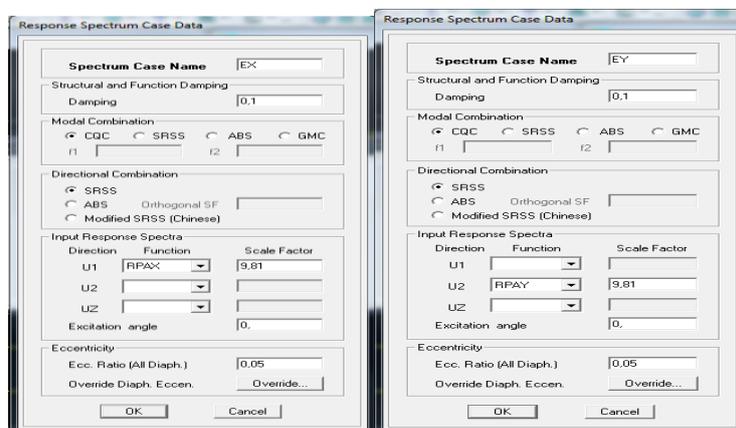
- **Etape 5 :**

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

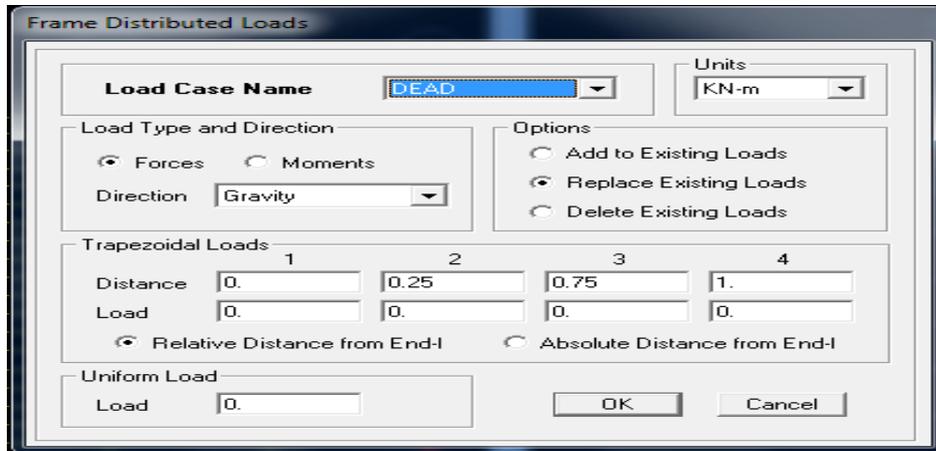


- **Etape 6 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques.

On prend chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign —→ Sell/areas load —→ Uniform.



• **Etape 7 :**

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

**a) Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

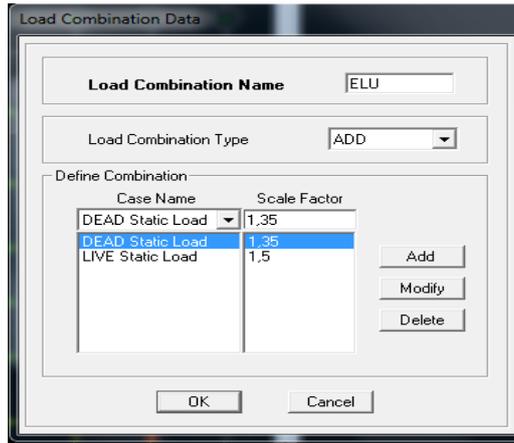
**b) Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

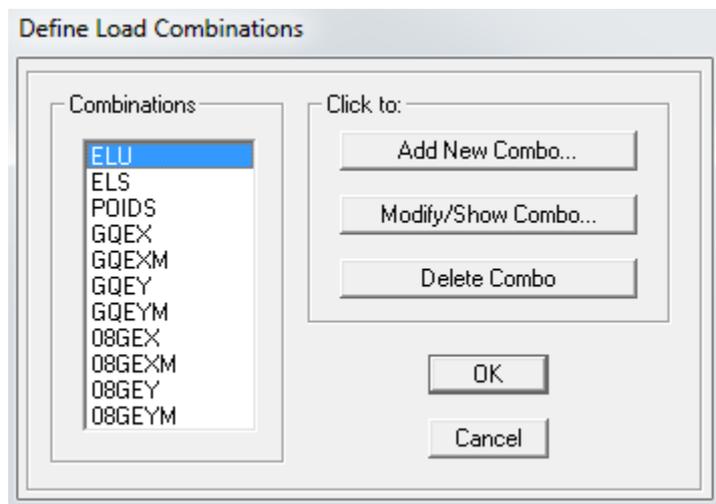
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define —→ Loads Combinations —→ Add New Combo.

- Exemple: **ELU** on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

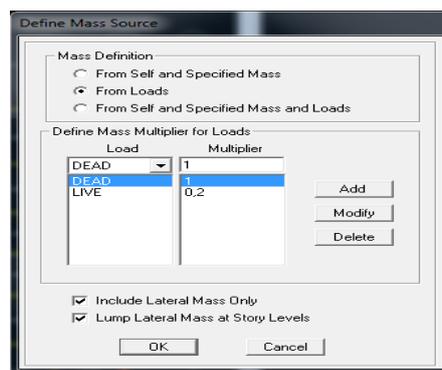


• **Etape 8:**

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

**Define** → **mass source** → **From Loads**



- **Etape 9:**

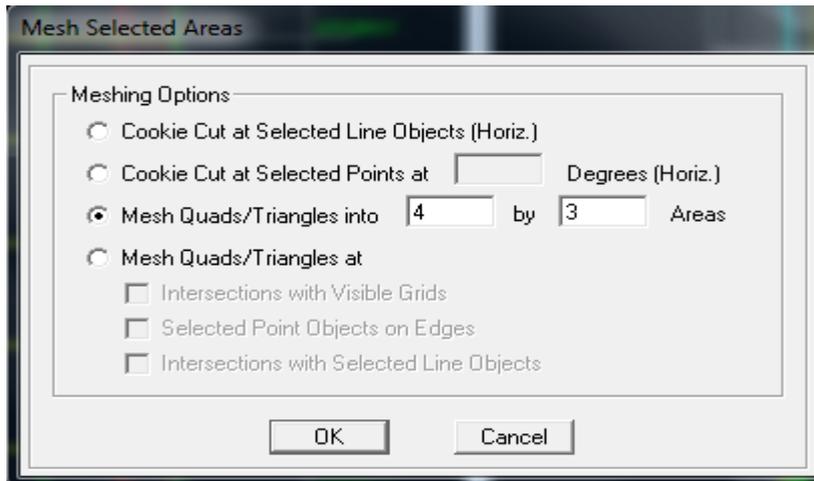
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :

Sélectionnez tous les voiles et les balcons.

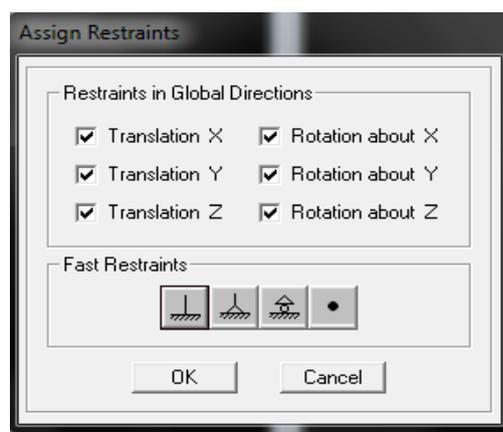
Edit → Mesh Areas

Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit



- **Etape 10 :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône la  fenêtre ci-après s'affichera :



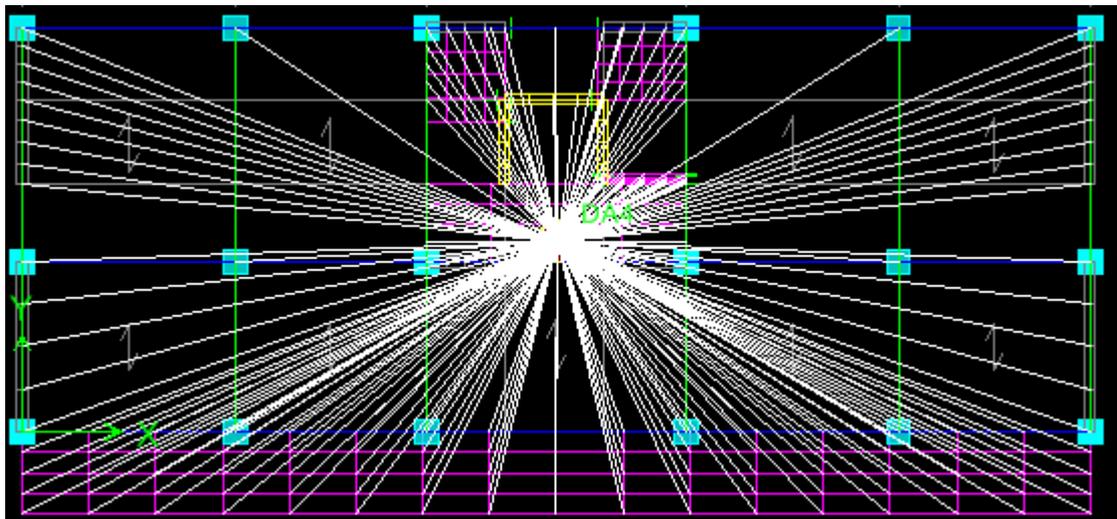
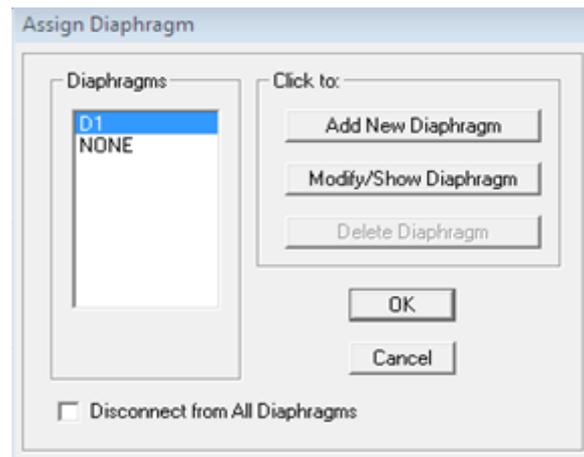
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

- **Etape 11:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

**Assign** → **joint/ point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm** .



**Figure (IV.6) :** Diaphragme planché 1

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

- **Etape 12 :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

**Analyze** → **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

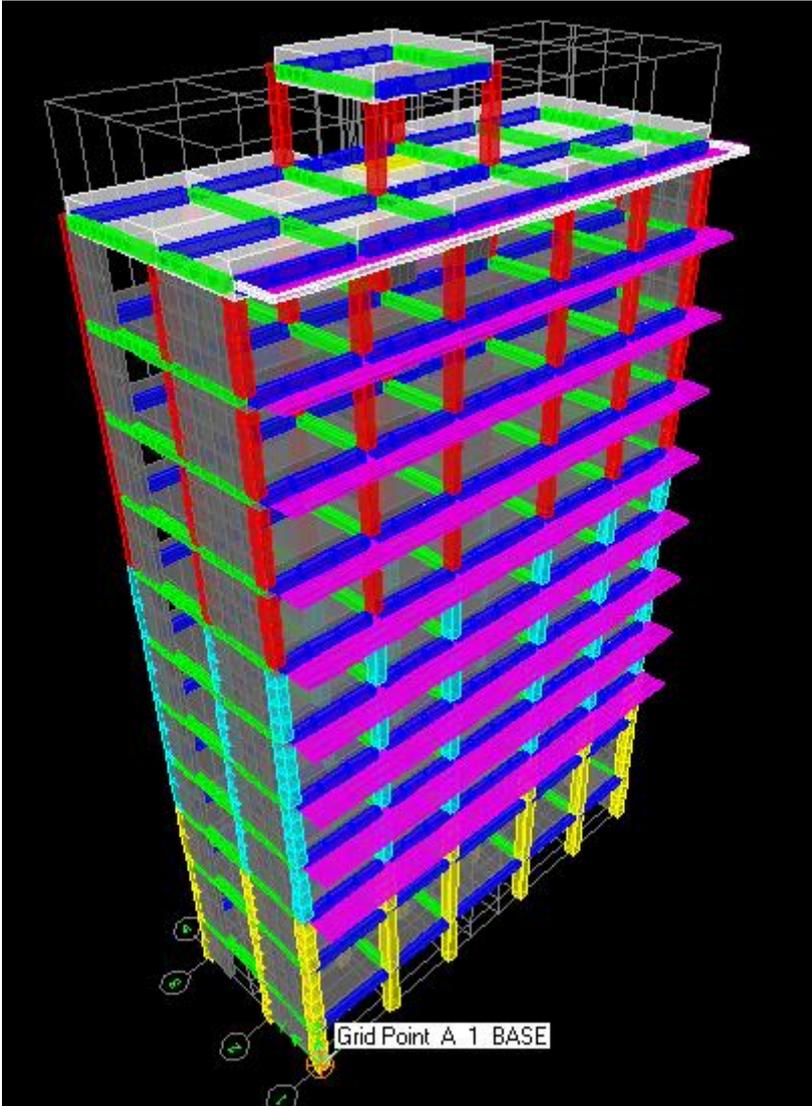


Figure (IV.7) : modèle finale de notre structure

## V-Vérfications des exigences du RPA

### Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

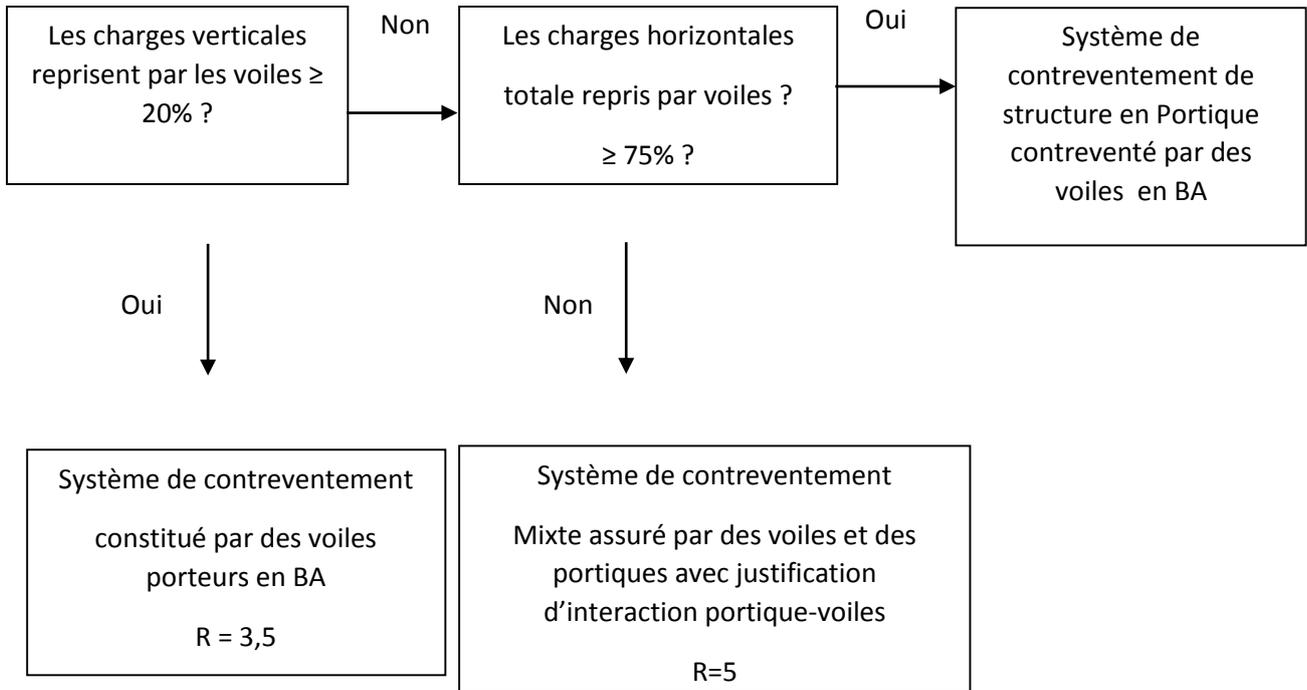
Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- 1) Vérification de la période
- 2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- 3) Vérification de la participation de la masse modale
- 4) Vérification des déplacements relatifs
- 5) Vérifications du déplacement maximal de la structure
- 6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- 7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- $\Delta$ )
- 8) Vérification de l'effort normal réduit

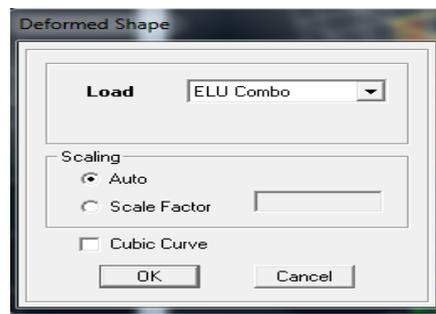
**V.1) Justifications du système de contreventement :**

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :



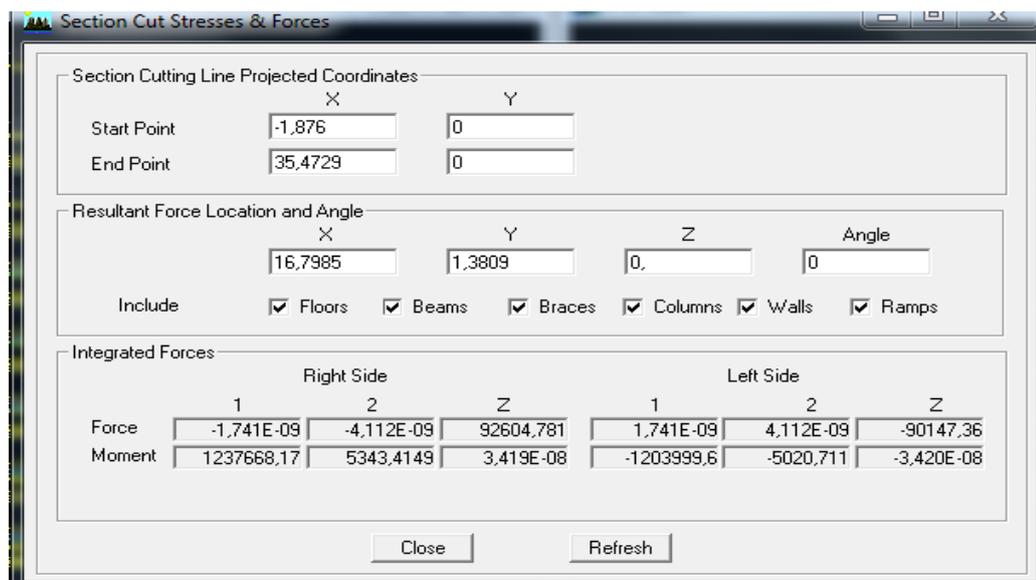
Display → show Deformed shape → Load: ELU



En suite:

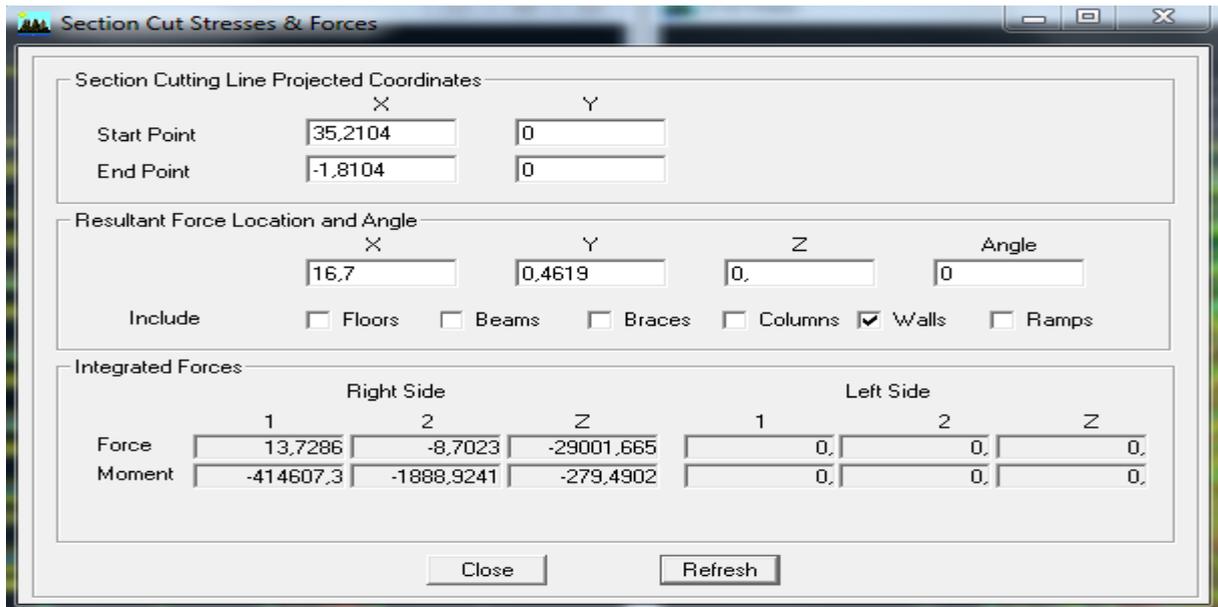
Draw → Draw Section Cut,

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2)

• **Récapitulatif des résultats :**

Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voile uniquement	
	KN	%	KN	%
Sens verticale	24 175.97	100	4 730	19.56
sens EX	14 130.49	100	7 612.79	53.87
sens EY	15 890	100	10 584.93	66.61

**Tableau (IV.3) :** pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles

D’après ses résultats, on voit que les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et moins de 75% des sollicitations dues aux charges horizontales et d’après l’article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 5** (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)

## V.2) Vérification des exigences du RPA

### 1) Vérification de la période empirique

➤ **Calcul de la période empirique**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

-  $h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

-  $C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003)

$$T_1 = 0,05 \times (37,57)^{3/4} = \mathbf{0,75 \text{ s}}$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée**

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = \mathbf{0,975 \text{ s}}$$

➤ **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

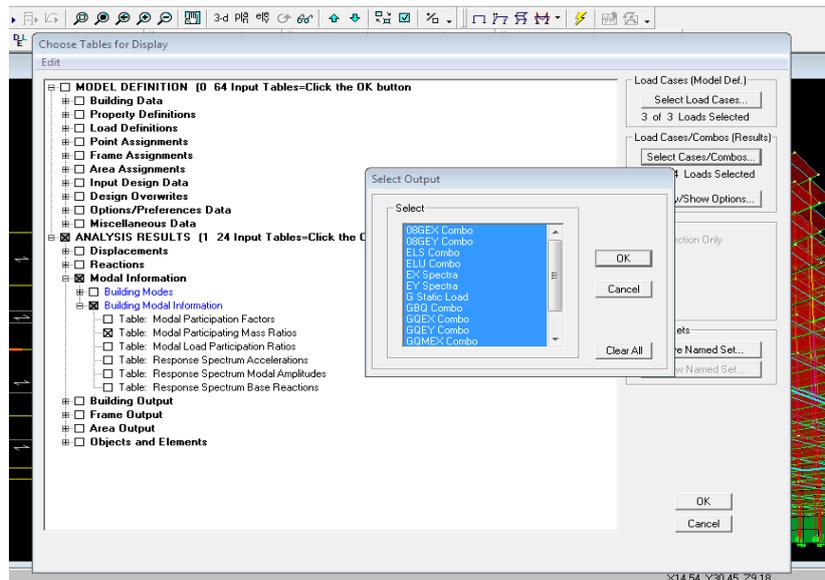
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**Analyse results** → **modal information** → **Building Modal Information**

→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Les résultats s’afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,924669	63,0399	0,0001	0,0000	63,0399	0,0001	0,0000	0,0000
2	0,858487	0,0000	69,2228	0,0000	63,0399	69,2229	0,0000	98,7609
3	0,673999	9,6098	0,0009	0,0000	72,6498	69,2238	0,0000	0,0005
4	0,264580	13,4070	0,0145	0,0000	86,0568	69,2383	0,0000	0,0005
5	0,225732	0,0123	15,4296	0,0000	86,0691	84,6679	0,0000	0,8544
6	0,170699	0,6636	0,0000	0,0000	86,7327	84,6679	0,0000	0,0000
7	0,152850	0,0001	1,6194	0,0000	86,7328	86,2873	0,0000	0,0819
8	0,144051	2,7321	0,0001	0,0000	89,4649	86,2873	0,0000	0,0000
9	0,127633	0,1943	0,0002	0,0000	89,6592	86,2875	0,0000	0,0000
10	0,114998	2,2827	0,0004	0,0000	91,9419	86,2878	0,0000	0,0000
11	0,094436	0,0046	5,3897	0,0000	91,9465	91,6776	0,0000	0,2224
12	0,075026	2,3134	0,0003	0,0000	94,2599	91,6779	0,0000	0,0000

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode	Period
1	0,924669

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée  $T = 0,75s$
- La période majorée  $T_{maj} = 0,975s$
- La période ETABS  $T_{etabs} = 0,92s$

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par etabs est proche de celle majorée

—————→ **La période est vérifiée**

## 2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à  $\pm 5\%L$  ( $L$  : 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.

On doit vérifier que:  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Excentricité calculé :**

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 20.60 = 1,03m$$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 7.85 = 0.392m$$

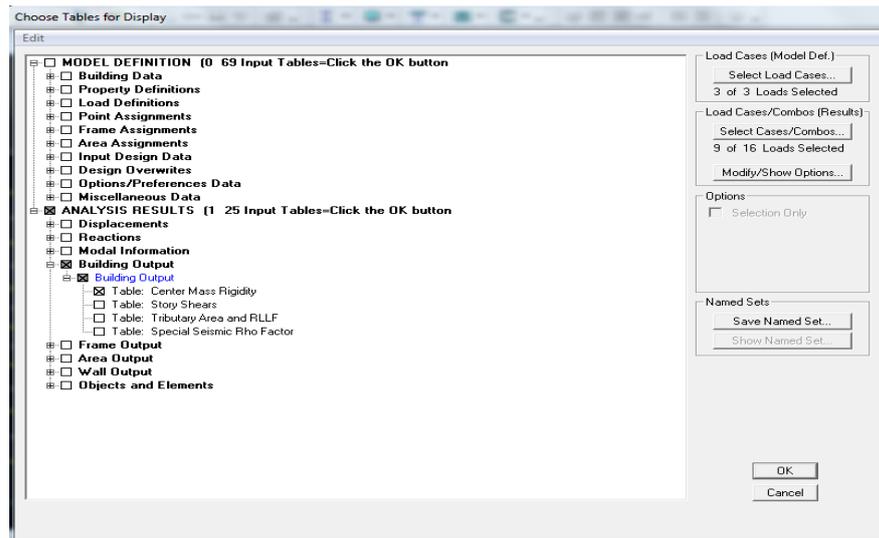
➤ Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

**Analyse results** → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
S-SOL	DA1	212,8611	212,8611	10,336	3,909	212,8611	212,8611	10,336	3,909	10,324	4,109
RDC	DA2	212,6168	212,6168	10,321	3,925	212,6168	212,6168	10,321	3,925	10,346	4,104
ET1	DA3	207,4862	207,4862	10,326	3,610	207,4862	207,4862	10,326	3,610	10,332	3,937
ET2	DA4	204,5140	204,5140	10,326	3,609	204,5140	204,5140	10,326	3,609	10,323	3,852
ET3	DA5	204,5140	204,5140	10,326	3,609	204,5140	204,5140	10,326	3,609	10,317	3,859
ET4	DA6	204,5140	204,5140	10,326	3,609	204,5140	204,5140	10,326	3,609	10,312	3,77
ET5	DA7	201,5302	201,5302	10,325	3,608	201,5302	201,5302	10,325	3,608	10,309	3,686
ET6	DA8	198,9135	198,9135	10,324	3,606	198,9135	198,9135	10,324	3,606	10,305	3,672
ET7	DA9	198,9135	198,9135	10,324	3,606	198,9135	198,9135	10,324	3,606	10,302	3,643
ET8	DA10	195,8838	195,8838	10,306	3,570	195,8838	195,8838	10,306	3,570	10,298	3,578
ET9	DA11	212,5238	212,5238	10,309	3,155	212,5238	212,5238	10,309	3,155	10,294	3,41
DSM	DA12	27,7128	27,7128	10,300	5,570	27,7128	27,7128	10,300	5,570	10,301	5,574

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

**Edit** → **copy** → **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec: 
$$\begin{cases} e_x = |XCCM - XCR| \\ e_y = |YCCM - YCR| \end{cases}$$

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5%Lx	ey	5%Ly	
S-SOL	DA1	10,336	3,909	10,324	4,109	0,012	1,03	-0,2	0,392	CV
RDC	DA2	10,321	3,925	10,346	4,104	-0,025	1,03	-0,179	0,392	CV
ET1	DA3	10,326	3,61	10,332	3,937	-0,006	1,03	-0,327	0,392	CV
ET2	DA4	10,326	3,609	10,323	3,852	0,003	1,03	-0,243	0,392	CV
ET3	DA5	10,326	3,609	10,317	3,859	0,009	1,03	-0,25	0,392	CV
ET4	DA6	10,326	3,609	10,312	3,77	0,014	1,03	-0,161	0,392	CV
ET5	DA7	10,325	3,608	10,309	3,686	0,016	1,03	-0,078	0,392	CV
ET6	DA8	10,324	3,606	10,305	3,672	0,019	1,03	-0,066	0,392	CV
ET7	DA9	10,324	3,606	10,302	3,643	0,022	1,03	-0,037	0,392	CV
ET8	DA10	10,306	3,57	10,298	3,578	0,008	1,03	-0,008	0,392	CV
ET9	DA11	10,309	3,155	10,294	3,41	0,015	1,03	-0,255	0,392	CV
DSM	DA12	10,3	5,57	10,301	5,574	-0,001	1,03	-0,004	0,392	CV

Tableau (IV.1) : Vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

—————> L'excentricité est vérifiée

### 3) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

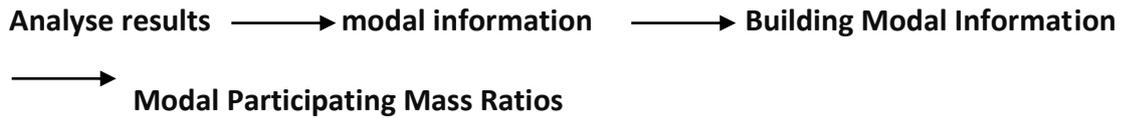
- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### ➤ Détermination de la participation de la masse modale

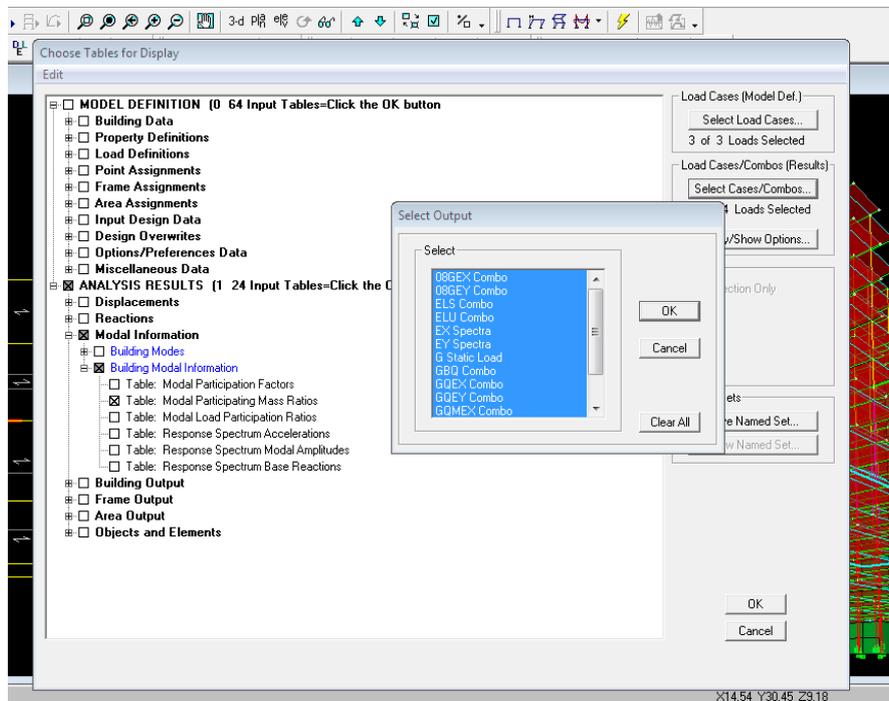
On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display —————> show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :Select cases/combo



Les résultats s’afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0,924669	63,0399	0,0001	0,0000	63,0399	0,0001	0,0000	0,0000	
2	0,858487	0,0000	69,2228	0,0000	63,0399	69,2228	0,0000	98,7609	
3	0,673999	9,6098	0,0009	0,0000	72,6498	69,2238	0,0000	0,0005	
4	0,264580	13,4070	0,0145	0,0000	86,0568	69,2383	0,0000	0,0005	
5	0,225732	0,0123	15,4296	0,0000	86,0691	84,6679	0,0000	0,8544	
6	0,170699	0,6636	0,0000	0,0000	86,7327	84,6679	0,0000	0,0000	
7	0,152850	0,0001	1,6194	0,0000	86,7328	86,2873	0,0000	0,0819	
8	0,144051	2,7321	0,0001	0,0000	89,4649	86,2873	0,0000	0,0000	
9	0,127633	0,1943	0,0002	0,0000	89,6592	86,2875	0,0000	0,0000	
10	0,114998	2,2827	0,0004	0,0000	91,9419	86,2878	0,0000	0,0000	
11	0,094436	0,0046	5,3897	0,0000	91,9465	91,6776	0,0000	0,2224	
12	0,075026	2,3134	0,0003	0,0000	94,2599	91,6779	0,0000	0,0000	

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,924669	63,0399	0,0001	0
2	0,858487	63,0399	69,2229	0
3	0,673999	72,6498	69,2238	0
4	0,26458	86,0568	69,2383	0
5	0,225732	86,0691	84,6679	0
6	0,170699	86,7327	84,6679	0
7	0,15285	86,7328	86,2873	0
8	0,144051	89,4649	86,2873	0
9	0,127633	89,6592	86,2875	0
10	0,114998	91,9419	86,2878	0
11	0,094436	91,9465	91,6776	0
12	0,075026	94,2599	91,6779	0

**Tableau (IV.2) :** Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 11<sup>ème</sup> mode (modélisation),

—————→ **La condition est vérifiée.**

#### 4) Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓  $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

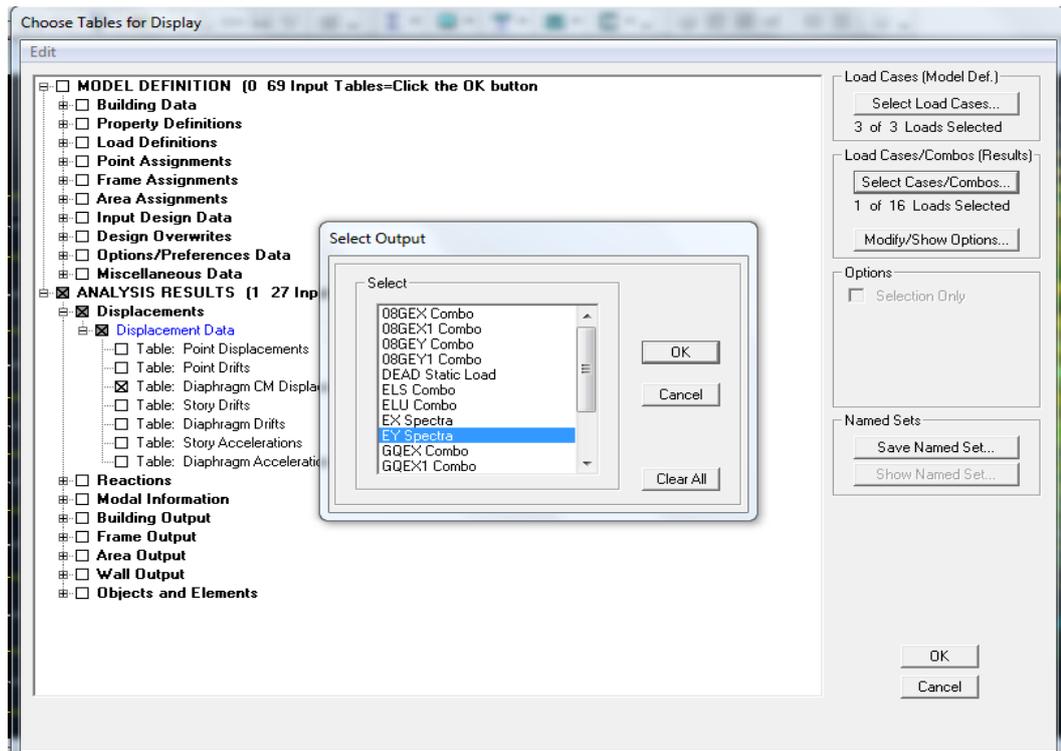
- Dans le sens longitudinal

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analysis results → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex spectra en cliquant sur : Select cases/combos



- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

- Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Niveau u	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h <sub>étg</sub> (m)	Cond
	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)		
9 <sup>ème</sup>	0,035005	0,1750	0,0146	0,032434	0,16217	0,0177	<0,0306	CV
8 <sup>ème</sup>	0,032099	0,1604	0,0157	0,028878	0,14439	0,0183	<0,0306	CV
7 <sup>ème</sup>	0,028949	0,1447	0,0177	0,025216	0,12608	0,0188	<0,0306	CV
6 <sup>ème</sup>	0,025559	0,1277	0,0185	0,021451	0,10725	0,0190	<0,0306	CV
5 <sup>ème</sup>	0,021965	0,1092	0,0179	0,017645	0,08822	0,0188	<0,0306	CV
4 <sup>ème</sup>	0,018274	0,0913	0,0187	0,013872	0,06936	0,0181	<0,0306	CV
3 <sup>ème</sup>	0,014527	0,0726	0,0185	0,010238	0,05119	0,0167	<0,0306	CV
2 <sup>ème</sup>	0,010834	0,0541	0,0175	0,006886	0,03443	0,01452	<0,0306	CV
1 <sup>er</sup>	0,007338	0,0366	0,0156	0,003982	0,01991	0,0199	<0,0306	CV
RDC	0,004218	0,0210	0,0164	0,0000	0,0000	0	<0,0408	CV
S-SOL	0,000968	0,0048	0,0048	0,00000	0,0000	0	<0,0289	CV

**Tableau (IV.3) :** Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier

—————> **La condition est vérifiée.**

### 5) Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{37,57}{500} = 0,0751\text{m (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

δ<sub>max</sub> : déplacement maximal

f : La flèche admissible

H<sub>t</sub> : Hauteur total.

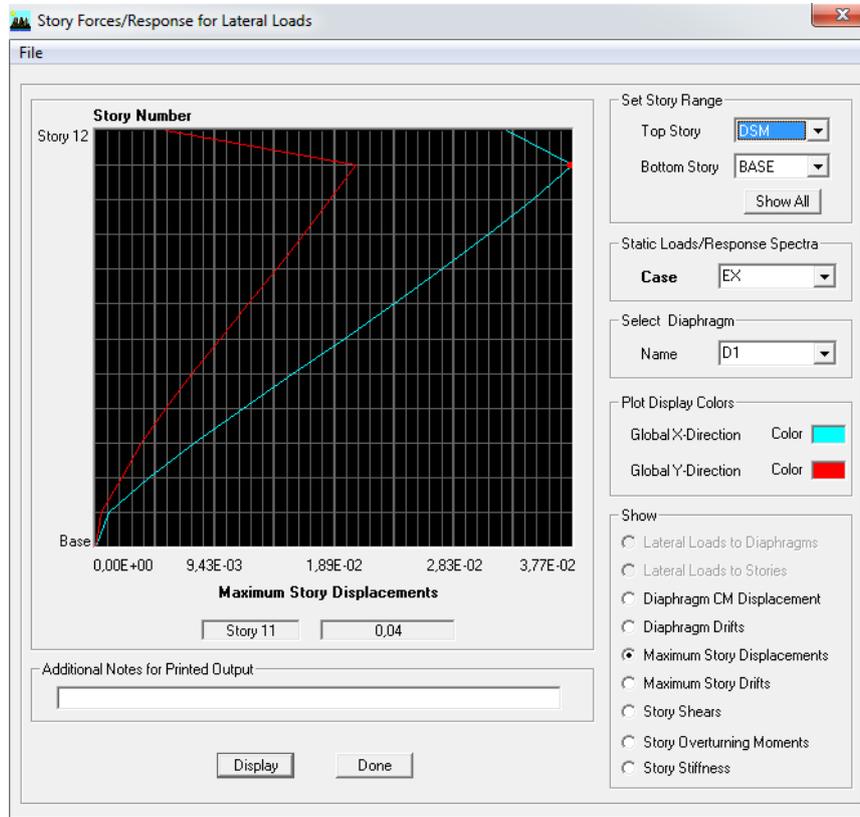
#### ➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- dans le sens longitudinal x-x

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ———> Show Story Response Plots

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image



Puis, on clique sur **display**

Et on relèvera la valeur du déplacement maximale



- dans le sens transversal y-y

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

- **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,04 < f = 0,0751m$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{max} = 0,02 < f = 0,0751m$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

—————> **Condition vérifiée.**

### 6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a 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

#### ➤ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

#### ✓ Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : III} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,25}$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R = 5**

**Q** : Facteur de qualité

Calculé dans le **chapitre IV** : **Q = 1,20**

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

$$T_2 (\mathbf{S3}) = \mathbf{0,5sec.}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

$\varepsilon$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend :  $\varepsilon = \mathbf{7\%}$

D'où :

$$\eta = 0,88 \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

**T**: La période fondamentale donnée par ETABS :  $T = 0,924$

Donc :

$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,924 \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

$$D_x = D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,924}\right)^{2/3} = 1,46$$

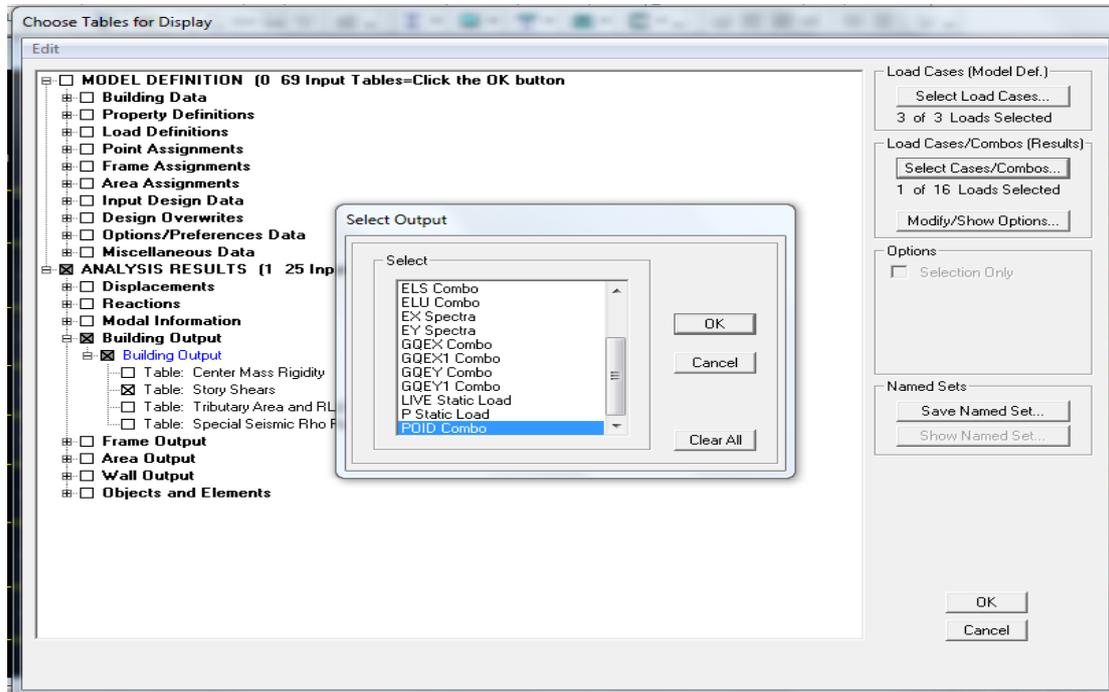
**W<sub>t</sub>** : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display**  $\longrightarrow$  **Show Table**  $\longrightarrow$  **Building Output**  $\longrightarrow$  **Building Output**

→ Table: Story Shears

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
DSM	POIDS	Top	251,79	0,00	0,00	0,000	1403,728	-2593,4
DSM	POIDS	Bottom	300,75	0,00	0,00	0,000	1676,680	-3097,7
ET9	POIDS	Top	2136,16	0,00	0,00	0,000	7188,107	-22017,
ET9	POIDS	Bottom	2680,84	0,00	0,00	0,000	9519,100	-27641,
ET8	POIDS	Top	4095,91	0,00	0,00	0,000	14239,969	-42238,
ET8	POIDS	Bottom	4753,77	0,00	0,00	0,000	17296,757	-49026,
ET7	POIDS	Top	6168,85	0,00	0,00	0,000	22017,626	-63623,
ET7	POIDS	Bottom	6826,70	0,00	0,00	0,000	25074,413	-70410,
ET6	POIDS	Top	8241,78	0,00	0,00	0,000	29795,282	-85008,

Alors le poids total de la structure : **W<sub>t</sub> = 24175 kN**

- Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone <b>A</b>	<b>0,25</b>
Facteur d'amplification dynamique <b>D</b>	<b>1,46</b>
Facteur de qualité <b>Q</b>	<b>1,2</b>
Coefficient de comportement <b>R</b>	<b>5</b>
Le poids total de la structure <b>W<sub>t</sub> [kN]</b>	<b>24175</b>

Tableau (IV.4) : récapitulatif des paramètres

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0.25 \times 1.46 \times 1.2 \times 24175}{5} = 2\ 117.73\text{KN}$$

→ **V<sub>RPA</sub> = 2 117.73KN**

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

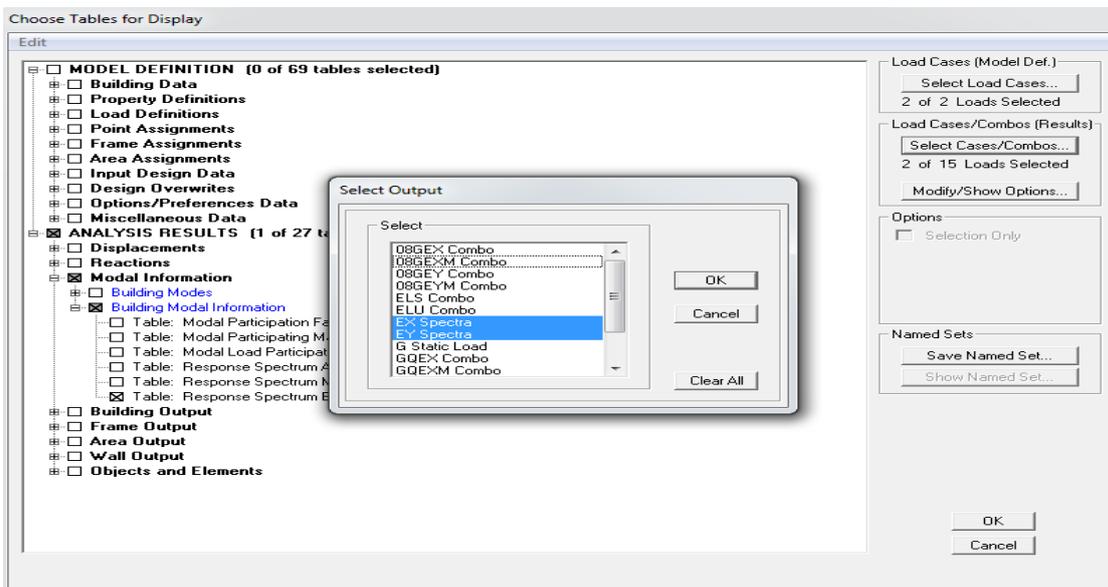
**Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **modal information** → **building modal information**

Puis on définit les combinaisons **E<sub>x</sub> specter** et **E<sub>y</sub> specter** en cliquant sur :

**Select cases/combos**



Les résultats s'afficheront comme suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
▶	EX	1	U1	1610,99	2,06	0,00
	EX	2	U1	0,00	0,98	0,00
	EX	3	U1	304,02	3,00	0,00
	EX	4	U1	516,12	16,96	0,00
	EX	5	U1	0,47	-16,78	0,00
	EX	6	U1	25,55	0,12	0,00
	EX	7	U1	0,00	-0,50	0,00
	EX	8	U1	108,97	0,51	0,00
	EX	9	U1	8,49	0,24	0,00
	EX	10	U1	106,52	1,35	0,00
	EX	11	U1	0,24	-8,07	0,00
	EX	12	U1	128,98	1,48	0,00
	EX	All	All	1789,92	19,98	0,00
	EY	1	U2	2,06	0,00	0,00
	EY	2	U2	0,98	1859,73	0,00
	EY	3	U2	3,00	0,03	0,00
	EY	4	U2	16,96	0,56	0,00
	EY	5	U2	16,78	502,00	0,00

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 1789.92 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = \text{Max } F_2 = 1982.2 \text{ KN}$$

- Vérification :

- ✓ Sens longitudinal :

$$V_{xdyn} = 1789.92 \text{KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 2117.73 \text{KN} = 1694.18 \text{KN}. \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Sens transversal :

$$V_{ydyn} = 1982.2 \text{KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 2117.73 \text{KN} = 1694.18 \text{KN}. \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$

—————> L'effort tranchant à la base est vérifié.

**7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

- **P<sub>K</sub>** : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- **V<sub>K</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- **Δ<sub>K</sub>** : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- **h<sub>K</sub>** : hauteur de l'étage «K».

			Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>x</sub> (KN)	θ	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>y</sub> (KN)	θ
9 <sup>ème</sup>	2246.51	3.06	0.0146	417.19	0.0256	0,0177	484.96	0.0267
8 <sup>ème</sup>	2200.51	3,06	0,0157	697.02	0,0161	0,0183	783.34	0.0167
7 <sup>ème</sup>	2172.93	3,06	0,0177	895.52	0,0140	0,0188	1017.53	0,0131
6 <sup>ème</sup>	2000.94	3,06	0,0185	1079.13	0,0112	0,0190	1217.76	0,0102
5 <sup>ème</sup>	2122.46	3,06	0,0179	1235.3	0,0100	0,0188	1400.43	0,00931
4 <sup>ème</sup>	2131.45	3,06	0,0187	1375.2	0,00947	0,0181	1560.48	0,00807
3 <sup>ème</sup>	2131.46	3,06	0,0185	1502.79	0,00857	0,0167	1692	0,00687
2 <sup>ème</sup>	2131.46	3,06	0,0175	1611.05	0,00756	0,0145	1801.39	0,00560
1 <sup>er</sup>	2196.86	3,06	0,0156	1699.55	0,00658	0,0199	1894.2	0,00754
RDC	2340.27	4.08	0,0164	1768.42	0,00531	0	1962.52	0
S-SOL	2224.55	2.89	0.0048	1789.92	0.00206	0	1982.2	0

**Tableau (IV.5) : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)**

On constate que θ<sub>x</sub> et θ<sub>y</sub> sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet (P- Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure.

—————> **Condition vérifiée.**

### 8) Vérification de l'effort normal réduit

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

- $N_d$  : Effort normal dans les poteaux
- $B_c$  : Section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- Exemple pour les étapes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

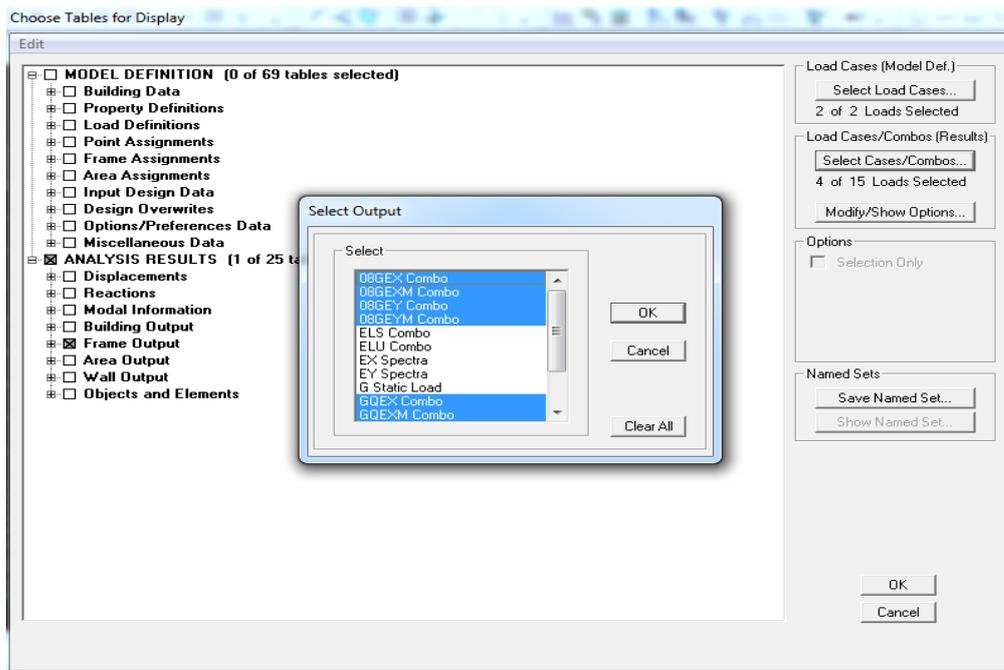
- ✓ poteau 50 × 50 (S-SOL, RDC, 1<sup>ère</sup> étage)

Display → Show Table →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → Frame Force → Table: Colum force

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	ET1	C3	GQEX MAX	0,000	-1001,67	48,06	6,54	6,082	12,55
	ET1	C3	GQEX MAX	1,330	-993,36	48,06	6,54	6,082	3,895
	ET1	C3	GQEX MAX	2,660	-985,05	48,06	6,54	6,082	11,711
	ET1	C3	GQEX MIN	0,000	-1230,46	-38,64	-13,34	-6,054	-23,80
	ET1	C3	GQEX MIN	1,330	-1222,14	-38,64	-13,34	-6,054	-6,09
	ET1	C3	GQEX MIN	2,660	-1213,83	-38,64	-13,34	-6,054	-4,86
	ET1	C3	GQEXM MAX	0,000	-1001,67	48,06	6,54	6,082	12,55
	ET1	C3	GQEXM MAX	1,330	-993,36	48,06	6,54	6,082	3,895
	ET1	C3	GQEXM MAX	2,660	-985,05	48,06	6,54	6,082	11,711
	ET1	C3	GQEXM MIN	0,000	-1230,46	-38,64	-13,34	-6,054	-23,80
	ET1	C3	GQEXM MIN	1,330	-1222,14	-38,64	-13,34	-6,054	-6,09
	ET1	C3	GQEXM MIN	2,660	-1213,83	-38,64	-13,34	-6,054	-4,86
	ET1	C3	GQEXY MAX	0,000	-1025,59	14,80	24,04	1,608	44,07
	ET1	C3	GQEXY MAX	1,330	-1017,27	14,80	24,04	1,608	12,18
	ET1	C3	GQEXY MAX	2,660	-1008,96	14,80	24,04	1,608	26,82
	ET1	C3	GQEXY MIN	0,000	-1206,54	-5,38	-30,85	-1,581	-55,32
	ET1	C3	GQEXY MIN	1,330	-1198,23	-5,38	-30,85	-1,581	-14,38
	ET1	C3	GQEXY MIN	2,660	-1189,92	-5,38	-30,85	-1,581	-10,08

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1872.76\text{KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1872.76}{50 \times 50 \times 2.5} = 0,29 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

✓ **Poteaux 45×45 :**

$$N_d = 1415,66 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1415,66}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,27 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 40×40 :**

$$N_d = 1001,29 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1001,29}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,25 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

→ L'effort réduit dans les poteaux est vérifié

- **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

## VI.1- Ferrailage des poutres

### VI.1.1) Introduction :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS.

La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

- a-  $1,35 G + 1,5 Q \rightarrow$  ELU
- b-  $G + Q \pm E \rightarrow$  RPA 2003
- $0,8G \pm E \rightarrow$  RPA 2003

### Recommandation du RPA99 version 2003 :

#### a) Armatures longitudinales :

-a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

-b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

Poutre principale :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de :  $50\Phi$  (zone III)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est données comme suit :

$$S_t = \min ( h/4 ; 12\Phi ) \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

## VI.1.2) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\text{Soit } \mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée

- **Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :**

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- **Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :**

$$\mu_b > \mu_l = 0,392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

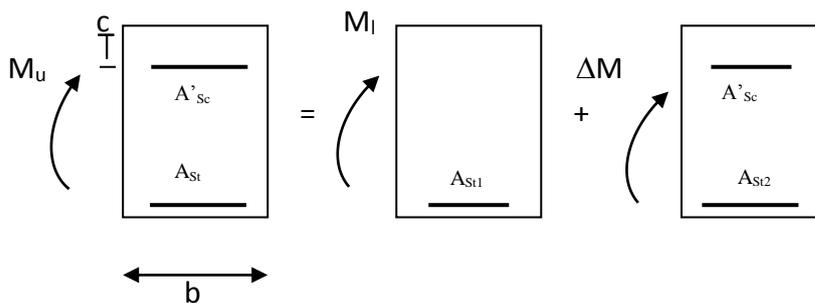


Figure (VI.1.1) : section doublement armée

$A_{st}$  : La section d'acier inférieure tendue,

$A'_{sc}$  : La section d'acier supérieure comprimée.

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

## VI.1.3) Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage des sections est donné par les tableaux récapitulatifs suivants :

		$M_u$ (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (CM <sup>2</sup> )	Ferrailage
Poutre Principale	En Travée	81.99	0.14	SSA	0.924	6.91	6.00	9.42	3HA16+3HA12
	Aux Appuis	123.63	0.211	SSA	0.88	10.98	6.00	12.06	3HA16+3HA16
Poutre Secondaire	En Travée	63.27	0.145	SSA	0.921	5.23	5.25	6.03	3HA16
	Aux Appuis	71.39	0.163	SSA	0.91	5.95	5.25	6.03	3HA16

Tableau (III.2.1) : Ferrailage des poutres

## VI.4) Calcul des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale  $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing \right)$
- Zone courante  $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

$\varnothing$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	Calcul de $S_t$ [cm]			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm <sup>2</sup> ]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [10;14.4]	$S_t = 8$	0,72	<b>A<sub>ad</sub>=2,01</b> <b>4HA8</b>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [8.75;19.2]	$S_t = 8$	0,72	<b>A<sub>ad</sub>=2,01</b> <b>4HA8</b>
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1,35	

**Tableau (VI.1.2) :** Les quantités et les espacements des armatures transversales

### VI.1.5) Vérifications à l'ELU :

#### a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- **Poutre principale :**

En travée :  $A_s = 3T16 + 3T12 = 9,42 > 6,00 = A_{min}$

En Appui :  $A_s = 3T16 + 3T16 = 12,06 > 6,00 = A_{min}$

- **Poutre secondaire :**

En travée :  $A_s = 3T16 = 6,03 > 5,25 = A_{min}$

En Appui :  $A_s = 3T16 = 6,03 > 5,25 = A_{min}$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

#### b) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Avec :

$T_u^{\max}$  = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5}; 5\text{MPa} \right)$$

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

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

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant $T_u^{\max}$ [KN]	b [cm]	d [cm]	$\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	observation
Poutres Principales	109.78	30	37	0,98	3,33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	105.33	30	32	1.09		Condition vérifiée

**Tableau (VI.1.3) :** Vérification au cisaillement.

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

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

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

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant $T_u^{\max}$ [KN]	b [cm]	d [cm]	$\gamma_b$	$f_{c28}$ [MPa]	$\bar{T}_u$ [KN]	observation
Poutres Principales	109.78	30	37	1,5	25	666	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	105.33	30	32			576	Condition vérifiée

**Tableau (VI.1.4) :** Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\frac{1,15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq A_s$$

Avec :  $M_u$  en valeur algébrique.

Et si  $\left[ T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \longrightarrow$  La vérification n'est pas nécessaire.

Et si  $\left[ T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] > 0 \longrightarrow$  on doit prolonger au-delà de l'appui une section d'armature pour équilibrer le moment

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	$T_u^{\max}$ [KN]	$M_u$ [KN.m]	d [m]	$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}$	observation
Poutres Principales	109.78	123.63	0,37	-261.48	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	105.33	71.39	0,32	-109.05	Condition vérifiée

**Tableau (VI.1.5) :** Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

**Remarque :** D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

#### d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$  MPa

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement pour les aciers **HA**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = \sum(n \times \pi \times \emptyset) = (3 \times 1.6 + 3 \times 1.6) \times 3.14 = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{109.78 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 301.4} = 1.09 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{105.33 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 150.7} = 2.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

Longueur de scellement  $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec :  $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les **HA12** :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}^2$ .

- Pour les **HA16** :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$ .

**Selon le RPA :**

La longueur minimale de recouvrement est :  $L = 50 \times \emptyset$  (Zone III)

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm} \quad L_r = 80 \text{ cm.}$$

Les règles du BAEL91 modifié 99/Art.6.A.1, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à 0,4  $l_s$  pour les aciers H.A.

- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 0,4 \times 42,32 = 16,92$  cm
- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_a = 0,4 \times 56,44 = 22,58$  cm

### VI.1.6) Vérifications a l'ELS :

#### a) Condition de non fragilité du Béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{min} \geq \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

		$A_{st}$	$A_{min}$	Vérifications
Poutre principale	En travée	9.42	1,44	Condition vérifiée
	En appuis	12.06		Condition vérifiée
Poutre secondaire	En travée	6.03	1.26	Condition vérifiée
	Appuis	6.03		Condition vérifiée

**Tableau (VI.1.6) :** Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### c) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS:

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

	$L_{\max}$ (m)	$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500}$ (m)	$f_{ETABS}$ (m)	Conditions
Poutre principale	5.00	0.01	0.00071	Condition vérifiée
Poutre secondaire	4.55	0.0091	0.00046	Condition vérifiée

**Tableau (VI.1.7) : Vérification de la flèche.**

❖ **Remarque**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

**d) Vérification des contraintes :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Après avoir extrait les moments max à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton sont résumées dans le tableau suivant

		Moment à l'ELS [KN.M]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	b	d	$\rho$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ [MPa]	$K_1$	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	31.88	9.42	30	37	0.848	0,869	105.25	23.17	4.54	15	CV
	Appuis	62.197	12.06			1.086	0.856	162.83	19.84	8.2		CV
Poutres secondaires	Travées	15.05	6.03	30	32	0.628	0.883	88.33	27.91	3.16		CV
	Appuis	33.53	6.03			0.628	0.883	196.79	27.91	7.05		CV

Tableau (VI.1.8) : Vérifications des contraintes à L'ELS.

❖ Remarque

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans le béton sont vérifiées

## VI.1.7) Schéma de ferrailage des poutres:

## a) Poutres principales (30 × 40):

## • En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

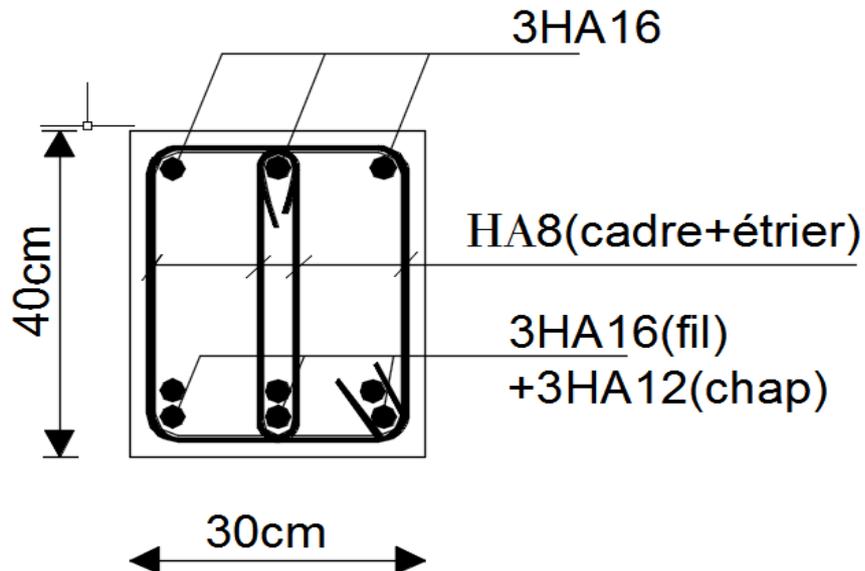


Figure (VI.1.2) : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

## • Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

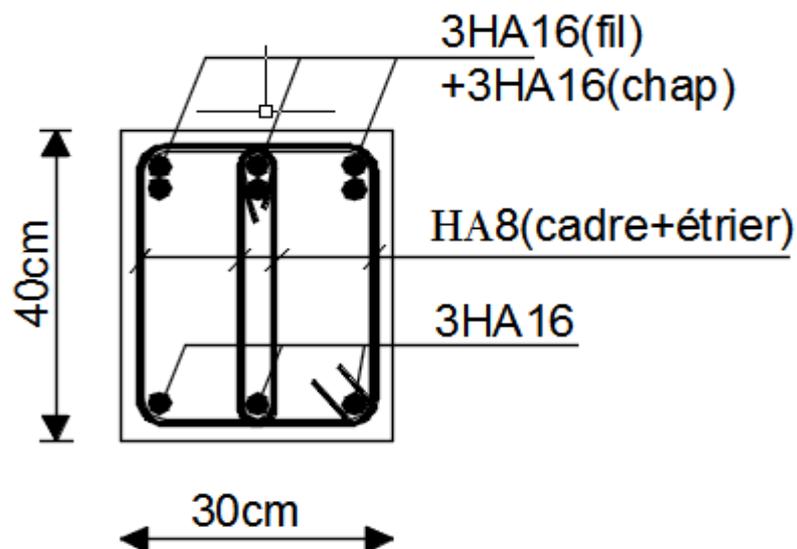


Figure (VI.1.3) : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

## b) Poutres secondaires (30 × 35) :

- En travée :
  - Armatures longitudinales : 3HA16 (fil)
  - Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

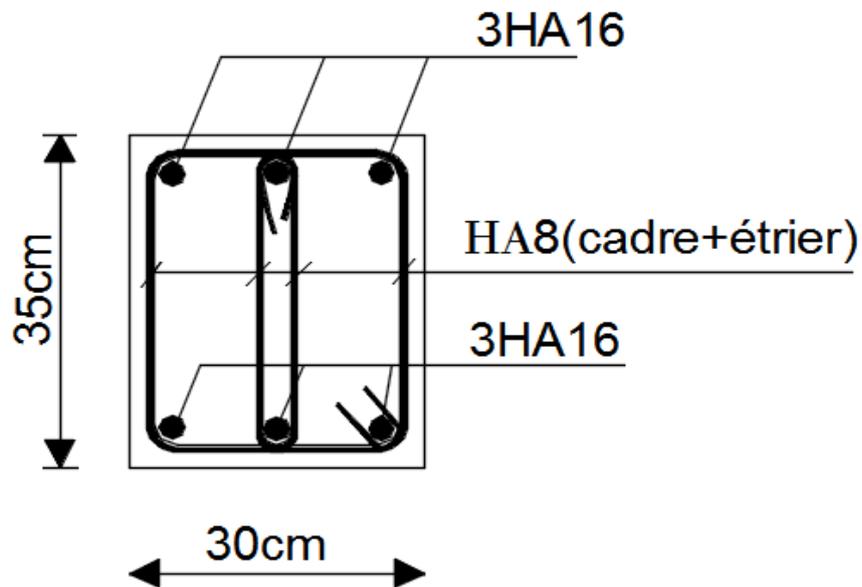


Figure (VI.1.4) : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

- Sur appuis :
  - Armatures longitudinales : 3HA16 (fil)
  - Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8=4HA8

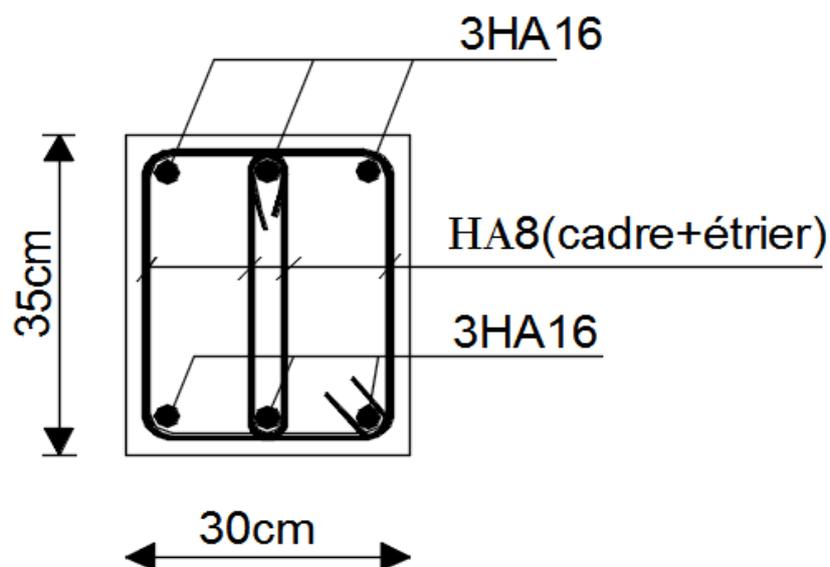


Figure (VI.1.5) : Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire



## VI.2- ferrailage des poteaux

## VI.2.1) Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow & ELU \\
 G + Q & \longrightarrow & ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & RPA99 \text{ révisé } 2003
 \end{array}$$

## 1) Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

Situation :	Fe (MPa)	f <sub>c28</sub> (Mpa)	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	f <sub>bu</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau (VI.2.1) : Caractéristiques mécaniques des matériaux

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.

M<sub>x</sub> : moment du poteau dans le sens longitudinal

M<sub>y</sub> : moment du poteau dans le sens transversal

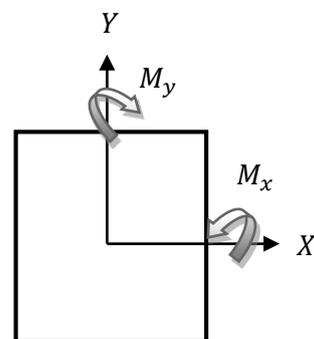


Figure (VI.2.1) : Les moments s'exerçant sur les poteaux.

## 2) Recommandation du RPA 2003

## a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à Haute Adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

## ➤ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.9%** de la section du béton (zone III) :

**poteaux (50 x 50):**  $A_{\min} = 0,9\%b \times h = 0,009 \times 50 \times 50 = 22,5\text{cm}^2$

**poteaux (45 x 45):**  $A_{\min} = 0,9\%b \times h = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,225\text{cm}^2$

**poteaux (40 x 40):**  $A_{\min} = 0,9\%b \times h = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4\text{cm}^2$

## ➤ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

## • Zone courante :

**poteaux (50 x 50):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$

**poteaux (45 x 45):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$

**poteaux (40 x 40):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

## • Zone de recouvrement :

**poteaux (50x50):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$

**poteaux (45 x 45):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$

**poteaux (40 x 40):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

**b) Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures Longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 version 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant.

**h<sub>t</sub>** : hauteur total de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; f<sub>e</sub> = 400 [MPa].

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.

**ρ** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales :

**S<sub>t</sub> ≤ 10 cm** en zone nodal (zone III).

**S<sub>t</sub> ≤ Min (b/2 ; h/2 ; 10 Φ)** en zone de recouvrement, avec Φ diamètre longitudinale.

La quantité d'armatures minimale (A<sub>t</sub> / b<sub>1</sub> t %) est donnée par :

$$0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

**Calcul d'élanement géométrique :**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Ø minimum.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

**Avec :** « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

VI.2.2) Calcul du ferraillage à l'ELU :

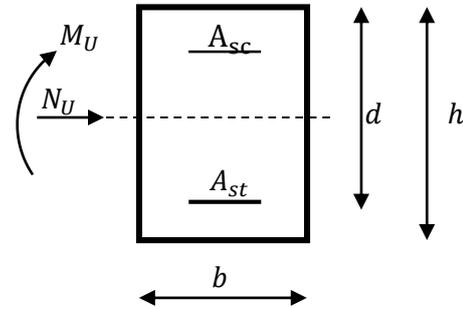
1) Armatures longitudinales :

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ↪ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↪ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

**Avec :**  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

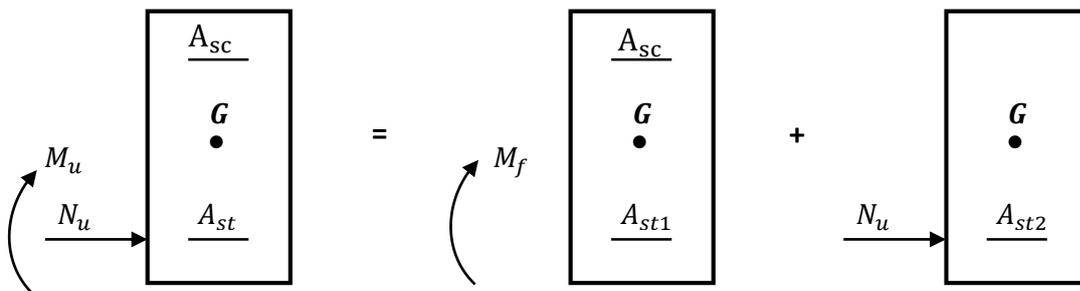


Figure (VI.2.2) : Schéma explicatif du moment fictif

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \implies$  la section est simplement armée (SSA)  $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0,23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

- Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$  la section est doublement armée (SDA).

**On calcul:**

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

**Avec :**  $M_1$  : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{scf} = \frac{M_1}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est  $A_{sc} = A$  ,  $A_{sc} = A_{scf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

**b) Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

**1<sup>er</sup> Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :**

- Si :  $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

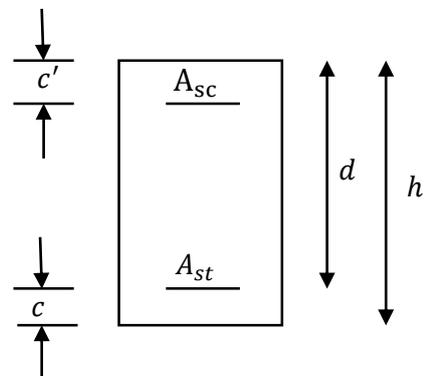
$$A_{sc} = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**2<sup>eme</sup> Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :**

- Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :



**Figure (VI.2.3) :** section doublement armée.

$$A_{sc} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bf_b f_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bf_b f_{bu}}{\sigma_{st}} - A_{sc}$$

- **Si** :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - Bf_b f_{bu}}{\sigma_{st}}$

**Avec** B : Aire de la section du béton seul

$\sigma_{st}$ : Contrainte de l'acier

**Ferraillage des poteaux :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC» Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section b×h (Cm <sup>2</sup> )	Obs.	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S/sol, RDC, Etage 1 .	N <sub>max</sub> = 2008.17	M <sub>cor</sub> =-2.78	50x50	SEC	0,00	0,00	0,00	22,5	25.13	8HA20
	N <sub>min</sub> = 104.45	M <sub>cor</sub> =10.35		SEC	0,00	0,00				
	N <sub>cor</sub> = 811.61	M <sub>max</sub> =93.95		SEC	0,00	0,00				
Etages 2, 3, 4 et 5.	N <sub>max</sub> = 1347,64	M <sub>cor</sub> = -6.79	45x45	SEC	0,00	0,00	1,02	18,225	20,60	4HA20 +4HA16
	N <sub>min</sub> = 0.03	M <sub>cor</sub> =18.44		SPC	0,00	1,02				
	N <sub>cor</sub> = 480,34	M <sub>max</sub> = 100.78		SPC	0,00	0,77				
Etages 6, 7, 8 et 9	N <sub>max</sub> = 713.8	M <sub>cor</sub> = 15,22	40x40	SEC	0,00	0,00	3,87	14,4	16,08	8HA16
	N <sub>min</sub> = 0,7	M <sub>cor</sub> =5.87		SPC	0,00	0,36				
	N <sub>cor</sub> = 215.78	M <sub>max</sub> =-92,01		SPC	0,00	3,87				

Tableau (VI.2.2) : Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant les deux sens



**2) Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

**a) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

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.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_L^{\max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

**b) Espacements des armatures transversales: (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

- **dans la zone nodale :**

$S_t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$  en zone I et II

$S_t \leq 10 \text{ cm.}$  en zone III

- **dans la zone courante :**

$S_t' \leq 15\phi_l$ , en zone I et II

$S_t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\phi_l)$  en zone III

Avec :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- Dans notre cas l'espacement dans la zone nodale est : 10 cm

- Dans notre cas l'espacement dans la zone courante est :

-Poteau 50x50 :  $\text{min} (25 ; 25 ; 16) = 12 \text{ cm}$

-Poteau 45x45 :  $\text{min} (22.5 ; 22.5 ; 16) = 12\text{cm}$

-Poteau 40x40 :  $\text{min} (20 ; 20 ; 16) = 12\text{cm}$

## c) La quantité d'armatures transversales minimale :

Calcul de  $\lambda_g$  et de  $A_{t \min}$  :

Avec :

**a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

**L<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau. (**L<sub>f</sub> = 0.7 L<sub>0</sub>**) l'article (B.8.3, 3 du BAEL91/99)

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

- Poteau 50X50

-Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 2.89}{0.5} = 4,046 \quad \longrightarrow \quad 3 < \lambda_g < 5 \quad \longrightarrow \quad \text{L'interpolation}$$

entre les valeurs limites précédentes ( 0.3 et 0.8 )  $\frac{A_t}{b \times S_t} = 0.51\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.0051 \times 50 \times 10 = \mathbf{2.55 \text{ cm}^2} \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.0051 \times 50 \times 12 = \mathbf{3.06 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

-Rez de chaussée :

L'élancement géométrique  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.5} = 5,71 \quad \longrightarrow \quad \lambda_g > 5 \quad \longrightarrow \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times 50 \times 10 = \mathbf{1.5 \text{ cm}^2} \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times 50 \times 12 = \mathbf{1.8 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

-Etage 01 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 4.28 \quad \longrightarrow \quad 3 < \lambda_g < 5 \quad \longrightarrow \quad \text{L'interpolation entre}$$

les valeurs limites précédentes ( 0.3 et 0.8 )  $\frac{A_t}{b \times S_t} = 0.46\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.0046 \times 50 \times 10 = \mathbf{2.3 \text{ cm}^2} \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.0046 \times 50 \times 12 = \mathbf{2.76 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

- **Poteaux (45x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 4.76 \longrightarrow 3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow \text{L'interpolation entre les valeurs limites précédentes (0.3 et 0.8) } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.37\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t\min} = 0.0037 \times 45 \times 10 = \mathbf{1.665 \text{ cm}^2} \\ \text{Zone courante : } A_{t\min} = 0.0037 \times 45 \times 12 = \mathbf{1.99 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

- **Poteaux (40x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.355 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2} \\ \text{Zone courante : } A_{t\min} = 0.003 \times 40 \times 12 = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

**Conclusion :** les armatures transversales de tous les poteaux seront composées de :

Poteaux 50x50 : **2HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

poteaux 45x45 et 40x40 : **2HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

**d) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA16 : } \longrightarrow l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA20 : } \longrightarrow l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54 \text{ cm}$$

**e) Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 50 \times \phi$

Pour les **HA16** :  $\longrightarrow L = 50 \times \phi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

Pour les **HA20** :  $\longrightarrow L = 50 \times \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$

**f) Délimitation de la zone nodale :**

Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\} = \max\{61.33, 50, 50, 60\} \text{ cm}$$

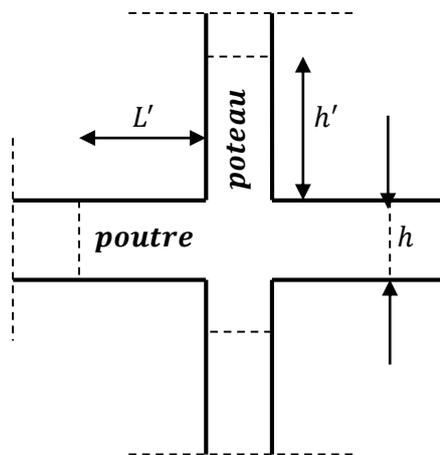
$b_1$  et  $h_1$ : dimension du poteau

$h_e$ : hauteur de RDC

On aura :  $h' = 61.33 \text{ cm}$

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui.



**Figure (III.2.4) :** zone nodale dans le poteau

**VI.2.3) Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \implies \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (50x50) :**  
**pour le RDC**

$$\tau_b = \frac{94.27 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,40 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ Mpa}$$

#### Pour le Sous-Sol et ET1

$$\tau_b = \frac{94.27 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,40 \text{ Mpa} < 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (45 x 45)**

$$\tau_b = \frac{73.53 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,38 \text{ Mpa} < 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{65,85 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,44 \text{ Mpa} < 1 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

#### VI.2.4) Vérifications à l'ELS :

**1) L'état limite d'ouverture des fissures :** Aucune vérification n'est pas nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**2) La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies \text{section partiellement comprimée.}$$

**a) Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5 \times h - c') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \sigma_{\text{sup}} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} && \text{Sur la fibre supérieure.} \\ \text{➤ } \sigma_{\text{inf}} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} && \text{Sur la fibre inférieure.} \end{aligned}$$

**Remarque :**

- Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.
- on vérifie que :  $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

**b) Vérification d'une section partiellement comprimée :** Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

**Avec :**

$y_1$ : la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimé à l'ELS.

$y_2$ : la distance entre l'axe neutre et le centre de pression CP à l'ELS.

$l_c$ : la distance entre le centre de pression CP et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

**Avec :**

- $l_c = \frac{h}{2} - e_s$  et  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$
- $p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$
- $q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$

pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :

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

- Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$ ,  $u = \sqrt[3]{t}$ ,  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$
- Si  $\Delta \leq 0$  : l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right), \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right), \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

**avec :**  $a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right)$ ,  $a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \quad \text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \sigma_{bc}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul à l'aide de logiciel « SOCOTEC ».

Niveaux	Effort normal [KN]	Moment [KN.m]	$e_s$ [m]	$\frac{h}{6}$ [m]	Obs	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
S/sol, RDC, etages1	Nmax= 1461.2	Mcor = -2.036	0,001	0,083	SEC	68,4	66,9	4,57	4,45	15	vérifiée
	Nmin= 462.29	Mcor= -3.97	0,008	0,083	SEC	22,9	19,9	1,54	1.31		Vérifiée
	Ncor= 473.57	Mmax= 9.44	0,009	0,083	SEC	25,9	18,4	1,73	1,19		Vérifiée
Etages 3,4,5 et 6	Nmax= 981.72	Mcor= -4.965	0,005	0,075	SEC	58.2	53.2	3.91	3.52	15	Vérifiée
	Nmin= 216,53	Mcor= -2,829	0,013	0,075	SEC	13,7	10.9	0,93	0,71		Vérifiée
	Ncor= 560,33	Mmax= 14.5	0,025	0,075	SEC	39.2	-24.4	2.69	1.55		Vérifiée
Etages 6,7,8 et 9	Nmax= 520.43	Mcor= -4.692	0,009	0,066	SEC	38.4	32.0	2.60	2.09	15	Vérifiée
	Nmin= 73.42	Mcor= -29.159	0.397	0,066	SPC	25.5	- 27.6	2.01	0.00		Vérifiée
	Ncor= 187.79	Mmax= -58.487	0,311	0,066	SPC	53.8	-47.9	4.19	0		vérifiée

Tableau (VI.2.3) : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.

## 3) Condition de non fragilité : (SPC)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	N(KN)	M(KN.m)	$e_s(m)$	d(cm)	b(cm)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Obs
S/sol, RDC, ETage 1	Nmax=1461.2	Mcor = -2.036	0,001	47	50	7,02	24,62	Vérifiée
	Nmin= 462.29	Mcor= -3.97	0,008	47	50	7,39	24,62	Vérifiée
	Ncor= 473.57	Mmax=9.44	0,009	47	50	7,45	24,62	Vérifiée
Etagé 2,3,4, et 5	Nmax=981.72	Mcor= -4.965	0,005	42	45	5,84	20,60	Vérifiée
	Nmin= 216.5	Mcor= -2.829	0,013	42	45	6,28	20,60	Vérifiée
	Ncor= 560.33	Mmax= 14.5	0,025	42	45	7,19	20,60	Vérifiée
Etagé 6,7,8 et 9	Nmax=520.43	Mcor= -4.692	0,009	37	40	4,79	16,08	Vérifiée
	Nmin= 73.42	Mcor= -29.15	0,397	37	40	1,24	16,08	Vérifiée
	Ncor= 187.79	Mmax= -58.48	0,311	37	40	1,05	16,08	Vérifiée

Tableau (VI.2.4) : vérification de la condition de non fragilité.



### VI.3- Ferrailage des voiles

#### VI.3.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitations, et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode des tronçons de la RDM.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Au cours des calculs du ferrailage, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter une même section d'armatures pour un certain nombre de niveaux d'un voile.

Pour cela, les zones de ferrailage sont comme suit :

- Zone 1 : S/sol, RDC, 1<sup>er</sup> étage.
- Zone 2 : 2<sup>em</sup>, 3<sup>em</sup>, 4<sup>em</sup> et 5<sup>em</sup> étage.
- Zone 3 : 6<sup>em</sup>, 7<sup>em</sup>, 8<sup>em</sup> et 9<sup>em</sup> étage.

#### a) Superposition des sollicitations dans les refends :

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- Selon le RPA99-modifié2003 : 
$$\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$
- Selon le BAEL 91 : 
$$\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$$

#### VI.3.2) Rappel des étapes de calcul du ferrailage :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, se comportant de différentes manières :

##### 1) Détermination des diagrammes des contraintes :

Les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) et cela, en utilisant les formules classiques de la RDM :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

$B$  : La section horizontale du voile ( $B = e.L$ ).

$I$  : Moment d'inertie du voile.

$V, V'$  : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée)  $\left( V = V' = \frac{L}{2} \right)$ .

$L$  : Longueur du voile.

**2) Découpage du diagramme des contraintes :**

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs ( $d$ ) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3}\right)$$

$L_C$  : Longueur de la zone comprimée calculé par :  $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

$L_T$  : Longueur de la zone tendue :  $L_T = (L - L_C)$

$h_e$  : Hauteur entre nus des planchers.

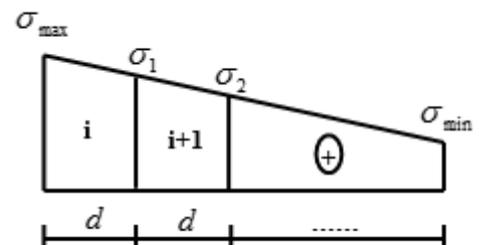
**3) Détermination des efforts normaux et des sections d'acier :**

Les efforts normaux sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes.

• **Section entièrement comprimée :**

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

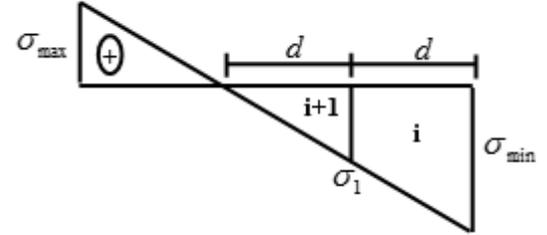
$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$



• Section partiellement comprimée :

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

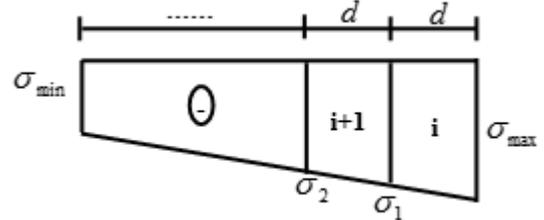
$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



• Section entièrement tendue :

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



$A_{i+1}$  ,  $A_i$  : Sections d'armatures verticales.

$\sigma_1$  : Contrainte de traction agissant à une distance «d» de la contrainte de traction maximale.  

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t}$$

$e$  : Épaisseur du voile.

$\sigma_s$  : Contrainte admissible des aciers (fissuration peu nuisible).

4) Section minimale d'armatures :

• compression simple (BAEL 91/Art 8.2.1) :

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à 4cm<sup>2</sup> par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Ainsi que : 
$$0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0,5\%$$

$B_c$  : La section du béton comprimé.

• traction simple (BAEL 91/Art 4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$B_t$  : La section horizontale du béton tendu.

- **Exigence du RPA99-modifié2003/Art 7.7.41 :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit rester au moins égal à 0,20% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\min} \geq 0,20\% B_t$$

**5) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont disposées en lit extérieur, et elles doivent être munies de crochets à 135°, ayant une longueur de  $10\phi$ .

- D'après le BAEL91 :  $A_H = \frac{A_V}{4}$

- D'après le RPA99 :  $A_H = 0,15\%.B$

Donc : 
$$A_H = \max \left\{ \frac{A_V}{4} ; 0,15\%.B \right\}$$

$A_v$  : La section d'armatures verticales.

$B$  : étant la section totale du béton.

**6) Armatures transversales (RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.3) :**

Les Armatures transversales qui sont généralement des épingles, sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux formes des murs de refends et ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales.
- D'empêcher le flambement des armatures horizontales sous l'action des aciers verticaux due à l'effet de la compression.

D'après le RPA99, le nombre d'épingles qui relie les deux nappes d'armatures verticales, doit être au moins égale à 04 par mètre carré.

**7) Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise du bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section est calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$$

$\bar{T}$  : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

$$\bar{T} = 1,4T$$

$T$  : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajoutée à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 8) Espacements (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min(15.e ; 30\text{cm})$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

### 9) longueur de recouvrement (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :

La longueur de recouvrement est égale à :

$50\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 10) Diamètre maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales doit être inférieur ou égal au 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi \leq 0.1e = 0.1 \times 200 = \mathbf{20\text{mm.}}$$

## VI.3.3) Vérification des contraintes :

### 1) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures verticales adoptée.

**2) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

- **RPA 99-modifié2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,20.f_{c28}$$

- **(BAEL 91) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_b = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} . f_{c28} ; 4MPa \right\}$$

$b$  : Épaisseur du linteau ou du voile.

$d = 0,9.h$  : Hauteur utile.

$h$  : Hauteur total de la section brute.

**VII.3.4) Exemple de calcul :**

A titre d'exemple, soit à ferrailer la voile transversale VL1 au niveau de la zone I.

**1) Caractéristiques géométriques :**

$$L = 1,60m$$

$$e = 0,20m$$

$$B = 0,32m^2$$

**2) Les contraintes :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 10291,8 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -5080,4 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$L_c = \left( \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) . L = \left( \frac{10291,8}{10291,8 + 5080,4} \right) \times 1,6 = 1,07m$$

$$L_t = L - L_c = 1,60 - 1,07 = 0,53m$$

D'où :  $d \leq \min \left( \frac{3,06}{2}, \frac{2 \times 1,07}{3} \right) = 0,71m$

On prend :  $\begin{cases} d_1 = L_t / 2 = 0,264m \\ d_2 = L_t - d_1 = 0,264m \end{cases}$

• **1<sup>ère</sup> bande :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{5080.4 \times (0.53 - 0.26)}{0.53} = 2540.2 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{5080.4 + 2540.2}{2} \times 0.264 \times 0.20 = 201.1 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{201.1}{34.8} = 5.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} \geq \max \left( \frac{26.4 \times 20 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 26.4 \times 20 \right) = 2.77 \text{ cm}^2$$

On prend :  **$A_{V1} = 5.77 \text{ cm}^2$**

• **2<sup>ème</sup> bande :**

$$N_2 = \frac{2540.2}{2} \times 0.264 \times 0.20 = 67.06 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{67.06}{34.8} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{2 \min} \geq \max \left( \frac{26.4 \times 20 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 26.4 \times 20 \right) = 2.77 \text{ cm}^2$$

On prend :  **$A_{V2} = 2.77 \text{ cm}^2$**

**3) Calcul des armatures de couture :**

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 500.25}{400 \times 10^{-1}} = 19.25 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversements.

**4) Sections d'armatures totales :**

$$\begin{cases} A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 5.77 + \frac{19.25}{4} = 10.58 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 2 * 3HA16 = 12.06 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{avec St}=9 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 2.77 + \frac{19.25}{4} = 7.58 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 2 * 3HA14 = 9.23 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{avec St}=9 \text{ cm}$$

**5) Calcul des armatures horizontales :**

- Selon le RPA :  $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 160 = 4,8 \text{ cm}^2$

- Selon le BAEL :  $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{12,56 + 8,04}{4} = 5,15 \text{ cm}^2$

On prend :  $2 * 5HA10 / ml \xrightarrow{\text{soit}} A_H = 7,85 \text{ cm}^2 / ml$

Avec un espacement de 20cm.

**6) Choix des armatures transversales :**

On prend : 4épingle de  $HA8 / m^2$

**7) Vérification des contraintes de cisaillements :**

- RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 500,2 \times 10}{0,9 \times 289 \times 20} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- BAEL91 :

$$b_o = e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 2,86 = 2,57 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{500,2 \times 10}{20 \times 0,9 \times 286} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**8) Vérification à l'ELS :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1121,2 \times 10^3}{200 \times 1600 + 15 \times (12,56 + 8,04) \times 10^2} = 3,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**9) Ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm} \\ L_s = 50\emptyset = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm} \end{array} \right. \quad L_s = 80 \text{ cm}$$

**Remarque :** La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Voiles longitudinaux VL1					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,6	1,6	1,6
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,320	0,320	0,320
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		10291,8	10220,1	7472,8
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5080,4	-6066,9	-5497,7
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		500,2	436,8	239,2
	Lc(m)		1,071	1,004	0,922
	Lt(m)		0,529	0,596	0,678
	d1(m)		0,264	0,298	0,339
	d2 (m)		0,264	0,298	0,339
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-2540,200	-3033,450	-2748,850
	N (kN)	N <sub>1</sub>	201,484	271,190	279,632
		N <sub>2</sub>	67,161	90,397	93,211
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	5,79	7,79	8,04
		A <sub>v2</sub>	1,93	2,60	2,68
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min1</sub>	2,78	3,13	3,56
		A <sub>min2</sub>	2,78	3,13	3,56
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		19,26	16,82	9,21
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	10,60	12,00	10,34
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	7,59	7,33	5,86
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	12,06	12,06	12,06
		Bande 2	9,23	9,23	9,23
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16
		Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	9cm	10cm	11cm
		Bande 2	9cm	10cm	11cm
	Ls(cm)		80	80	80
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,32	5,32	5,32
	A <sub>H</sub> adopté/ml (cm <sup>2</sup> )		7,85	7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm <sup>2</sup> )		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	St (cm)		20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_{u \max} = 3,25$ (MPa)	0,972	0,793	0,434
		$\tau_{b \max} = 5$ (MPa)	1,360	1,110	0,608
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1121,2	873,9	522,6
$\sigma_{b \max} = 15$ (MPa)		3,19	2,48	1,48	

Voiles longitudinaux VL2					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,9	1,9	1,9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,380	0,380	0,380	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7778,7	3233,02	2975,8	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3120,3	-1248,9	-2508,3	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	438,7	238,4	182,8	
	Lc(m)	1,356	1,371	1,031	
	Lt(m)	0,544	0,529	0,869	
	d1(m)	0,272	0,265	0,435	
	d2 (m)	0,272	0,265	0,435	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1560,150	-624,450	-1254,150	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	127,298	49,591	163,481
		N <sub>2</sub>	42,433	16,530	54,494
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	3,66	1,43	4,70
		A <sub>v2</sub>	1,22	0,48	1,57
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min1</sub>	2,86	2,78	4,56
		A <sub>min2</sub>	2,86	2,78	4,56
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		16,89	9,18	7,04
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	7,88	5,07	6,46
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	7,08	5,07	6,32
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	9,23	9,23	9,23
		Bande 2	9,23	9,23	9,23
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
		Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	9cm	9cm	14,5cm
		Bande 2	9cm	9cm	14,5cm
	Ls(cm)		60	60	60
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,70	5,70	5,70
	A <sub>H</sub> adopté/ml (cm <sup>2</sup> )		7,85	7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm <sup>2</sup> )		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	St (cm)		20	20	20
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
contrainte		$\tau_{u\max}$ =3,25 (MPa)	0,852	0,433	0,332
		$\tau_{b\max}$ =5 (MPa)	1,193	0,606	0,465
ELS		N <sub>s</sub> (kN)	1003,7	761,56	401,9
		$\sigma_{b\max}$ =15 (MPa)	2,46	1,87	0,99

Voiles transversales VT1					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,65	1,65	1,65	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,330	0,330	0,330	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		9084,8	5486,04	5063,9
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4148,4	-2272,3	-2766,8
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		371,2	397,2	336,9
	Lc(m)		1,133	1,167	1,067
	Lt(m)		0,517	0,483	0,583
	d1(m)		0,259	0,242	0,291
	d2 (m)		0,259	0,242	0,291
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-2074,200	-1136,150	-1383,400
	N (kN)	N <sub>1</sub>	160,932	82,358	120,976
		N <sub>2</sub>	53,644	27,453	40,325
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	4,62	2,37	3,48
		A <sub>v2</sub>	1,54	0,79	1,16
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min1</sub>	2,72	2,54	3,06
		A <sub>min2</sub>	2,72	2,54	3,06
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		14,29	15,29	12,97
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	8,20	6,36	6,72
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,29	6,36	6,30
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	9,23	9,23	9,23
		Bande 2	9,23	9,23	9,23
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
		Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	9cm	8cm	10cm
		Bande 2	9cm	8cm	10cm
	Ls(cm)		60	60	60
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,95	4,95	4,95
	A <sub>H</sub> adopté/ml (cm <sup>2</sup> )		7,85	7,85	7,85
	Choix des barres/ml (cm <sup>2</sup> )		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	St (cm)		20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_{u\max}$ =3,25 (MPa)	0,721	0,721	0,612
		$\tau_{b\max}$ =5 (MPa)	1,009	1,010	0,856
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	925,5	689,8	346,7
		$\sigma_{b\max}$ =15 (MPa)	2,59	1,93	0,97

Voiles transversales VT2					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,8	2,85	2,9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,560	0,570	0,580	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10983,4	6148,03	5941,2	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6754,5	-3221,8	-4475,6	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	651,7	466,1	210,3	
	Lc(m)	1,734	1,870	1,654	
	Lt(m)	1,066	0,980	1,246	
	d1(m)	0,533	0,490	0,623	
	d2 (m)	0,533	0,490	0,623	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3377,250	-1610,900	-2237,800	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	540,136	236,794	418,242
		N <sub>2</sub>	180,045	78,931	139,414
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	15,52	6,80	12,02
		A <sub>v2</sub>	5,17	2,27	4,01
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min1</sub>	5,60	5,14	6,54
		A <sub>min2</sub>	5,60	5,14	6,54
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		25,09	17,94	8,10
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	21,79	11,29	14,04
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	11,87	9,63	8,57
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	25,13	12,31	15,39
		Bande 2	16,08	12,31	15,39
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*4HA20	2*4HA14	2*5HA14
		Bande 2	2*4HA16	2*4HA14	2*5HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	13cm	12,5cm	12,5cm
		Bande 2	13cm	12,5cm	12,5cm
	Ls(cm)		100	60	60
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,30	8,55	8,70
	A <sub>H</sub> adopté/ml (cm <sup>2</sup> )		11,31	10,31	10,31
	Choix des barres/ml (cm <sup>2</sup> )		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_{u\max}$ =3,25 (MPa)	1,266	0,846	0,382
		$\tau_{b\max}$ =5 (MPa)	1,772	1,185	0,535
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1484,2	1183,55	673,4
		$\sigma_{b\max}$ =15 (MPa)	2,39	1,95	1,08



## VII- Infrastructure

### VII.1) Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### a) Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles isolées,
- Les semelles continues,
- Les radiers.

#### b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sol de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

#### c) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

**d) Choix du type de fondation:**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;

On optera pour des fondations superficielles

**VII.2) Dimensionnement des semelles continues :****1) Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenu à la base du poteau considéré.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

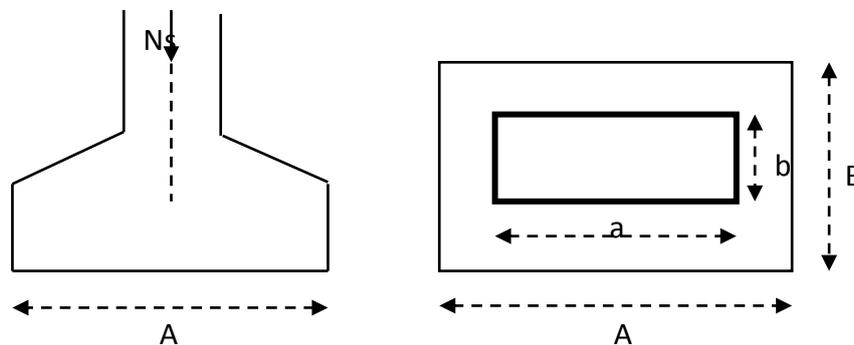
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}). \quad \text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

**Exemple:**  $N_{ser} = 1484.28 \text{ KN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$   $\Rightarrow B = 2.70 \text{ m}$

**Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**Figure (VII.1) :** schéma d'une semelle

## 2) Semelles filantes :

## 2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	1121.21	1.6	3.55	5.68
VL2	1003.73	1.95	2.6	5.07
				$\Sigma=10.75$

**Tableau (VII.1) :** la surface des voiles longitudinaux :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	925.15	1.65	2.85	4.70
VT2	1484.28	3.3	2,50	8.25
				$\Sigma= 12.95$

**Tableau (VII.2) :** la surface des voiles transversaux :

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 23.70 m<sup>2</sup>.**

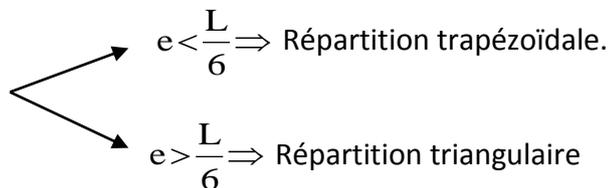
**2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

**a) Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b) Etape de calcul :**

- \_ Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- \_ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- \_ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (Portique 2).

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
C1	1266.93	3.92	4972.7	4.74
C2	860	-0.62	-537.5	8.67
C3	613.37	-3.92	-2407.47	6.32
	R=-2740.3		∑ =2027.73	∑ = 19.73

Tableau (VII.3) : résumé de calcul

$$e = \frac{2027.73 + (19.73)}{2740.3} = 0,74 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,74 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{7.85}{6} = 1.30 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2740.3}{7.85} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,74}{7.85}\right) = 546.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2740.3}{7.85} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,74}{7.85}\right) = 151.63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2740.3}{7.85} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,74}{7.85}\right) = 447.80 \text{ kN/ml}$$

**c) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{447.80}{200} = 2.23 \text{ m} \text{ on prend } B = 2.3 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = 2.3 \times 7.85 = 18.05 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 18.05 \times 6 = 108.3 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 108.3 + 23.70 = 132 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 20.6 \times 7.85 = 161.71 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{132}{161.71} = 0,81 \quad \Longrightarrow \quad 81.62 \% \text{ de la surface du bâtiment.}$$

- La surface des semelles représente 81.62 % de la surface totale, ce qui est inadmissible.

**2-3) Conclusion :**

Les semelles filantes occupant une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

**VII.3) Etude du radier :**

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

**VII.3.1) Pré dimensionnement du radier :****1) Epaisseur du tablier :**

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ )

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 5,00 \text{ m}$$

$L_{\max}$  : portée maximale

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

**2) Hauteur des nervures :**

- Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m} \Rightarrow 500/8 = 62,5 \text{ cm} \leq h \leq 500/5 = 100\text{cm}$$

- Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.  
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale différée  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87$  MPa

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,04 \text{ m}$$

On prend :  **$h = 110$  cm**

**Dimension de la nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 80 \text{ cm} \text{ et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\Rightarrow 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b_n = 50 \text{ cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

**$h_r = 110$  cm** .....Hauteur total du radier

**$h_n = 80$  cm** .....Hauteur de la nervure.

**$h_d = 30$  cm** .....Hauteur de la dalle.

**$b_n = 50$  cm** .....Largeur de la nervure.

### 3) Le débord :

**Détermination des efforts :**

**a) Charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente :  $G = 23312.14$  KN

Charge d'exploitation :  $Q = 3350.02$  KN

**b) Combinaison d'actions :**

**à l'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 36496.42 \text{ KN.}$$

**à l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 26662.16 \text{ KN.}$$

## c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{36496.42}{1,33 \times 200} = 137.2 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{26662.16}{200} = 133.31 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 137.2 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 161.71 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 137.2 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{deb}} = (7.85 \times 0.6) \times 2 + (20.60 \times 0.6) \times 2 = 34.14 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 161.71 + 34.14 = \mathbf{195.85 \text{ m}^2}$

**VII.3.2) Calcul des sollicitations à la base du radier :****1) Charges permanentes:**

Poids de bâtiment :  $G = 23312.14 \text{ KN}$

- **Poids du radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 195.85 \times 0,30 \times 25 = \mathbf{1468.87 \text{ KN}}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,50 \times (1,10 - 0,30) \times (20.6 \times 3 + 7.85 \times 6) \times 25 = \mathbf{1089 \text{ KN}}$$

- **Poids de TVO :**

$$S_{\text{nerv}} = (0,80 \times 20.6 \times 3) + (0,80 \times 7.85 \times 6) = 87.12 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h - h_d) \cdot \rho$$

$$= (195.85 - 87.12) \times (1.10 - 0.30) \times 17 = \mathbf{1478.72 KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (195.85 - 87.12) \times 0.1 \times 25 = \mathbf{271.82 KN}$$

$$G_{rad} = 1468.87 + 1089 + 1478.72 + 271.82 = \mathbf{4308.41 KN}$$

### 2) Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment :  $Q = 3350.02 KN$

Surcharge du radier :  $Q = 2,5 \times 195.85 = \mathbf{489.62 KN}$

### 3) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{sup} = 4308.41 + 23312.14 = \mathbf{27620.55 KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{sup} = 489.62 + 3350.02 = \mathbf{3839.64 KN}$$

### 4) Combinaison d'actions :

#### Etat Limite Ultime :

$$N_{Utotal} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 1.35 \times 27620.55 + 1.5 \times 3839.64 = \mathbf{43047.2 KN}$$

#### Etat Limite de Service :

$$N_{Stotal} = G_{tot} + Q_{tot} = 27620.55 + 3839.64 = \mathbf{31460.19 KN}$$

## VII.4) Vérifications :

### 1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{43047,2 \times 1}{195,85} \times \frac{5}{2} = 549,49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{549,49 \times 1000}{1000 \times 270} = 2,03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

## 2) Vérification de la stabilité du radier :

### a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,9 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4,52 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

### b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21,8 \times 9,05^3}{12} = 1346,54 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{9,05 \times 21,8^3}{12} = 7813,34 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**c) Sens longitudinal :**

$$M_x = 19685.26 + (1789.92 \times 1.10) = 21654.17 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{43047.2}{195.85} + \frac{21654.17}{7813.34} \times 10.9 = 249.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{43047.2}{195.85} - \frac{21654.17}{7813.34} \times 10.9 = 189.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 249.99 + 189.58}{4} = 234.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 234.88 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{31460.19}{195.85} \pm \frac{21654.17}{7813.34} \times 10.9$$

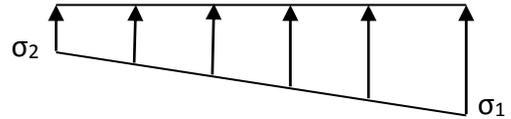
$$\sigma_1 = 190.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 130.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 175.73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**d) Sens transversal:**

$$M_y = 13060.28 + 1982.2 \times 1.10 = 15240.7 \text{ KN.m}$$



**Figure (VII.2) :** Diagramme des contraintes

**A l'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{43047.2}{195.85} \pm \frac{15240.7}{1346.54} \times 4.52$$

$$\sigma_1 = 270.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 168.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 245.28 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{31460.19}{195.8} \pm \frac{15240.7}{1346.54} \times 4.52$$

$$\sigma_1 = 211.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 109.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 186.31 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.

**VII.5) Ferrailage du radier:**

**1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encadrée sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

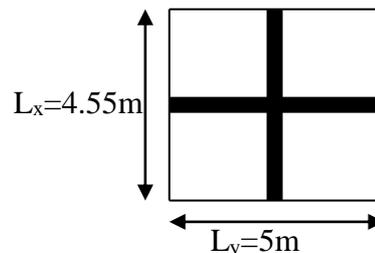
$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**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.

**a) Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{5} = 0,91$$



**Figure (VII.3) :** Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 245.28 \text{ KN/m}^2$$

**La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 186.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (245.28 - \frac{1.35 \times 4308.41}{195.85}) = 215.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (186.31 - \frac{4308.41}{195.85}) = 164.31 \text{ KN/m}^2$$

**b) Calcul a l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{aligned} M_{0x} &= 0,0448 \times 215.58 \times 4.55^2 = 199.94 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= 0.798 \times 199.94 = 159.55 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**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 :

0,85: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30: pour les moments sur appuis de rives.

- **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 199.94 \Rightarrow M_{ax} = 99.97 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 159.55 \Rightarrow M_{ay} = 79.77 \text{ KNm}$$

- **Moments aux appuis de rives:**

$$M_{ax} = (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,3) \times 199.94 \Rightarrow M_{ax} = 59.98 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,3) \times 159.55 \Rightarrow M_{ay} = 47.86 \text{ KNm}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,75) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 199.94 \Rightarrow M_{tx} = 149.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 159.55 \Rightarrow M_{ty} = 135.61 \text{ KN.m}$$

### c) Ferrailage suivant x-x :

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{99.97 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,11 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.718$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{99.97 \times 10^2}{0,718 \times 25 \times 34,8} = 16 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16 = 16.08 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 12.5 cm.

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{149.95 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0.16 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.705$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{149.95 \times 10^2}{0,705 \times 25 \times 34,8} = 24.44 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 12.5 cm.

### d) Ferrailage suivant y-y :

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79.77 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,089 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.727$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{79.77 \times 10^2}{0,727 \times 25 \times 34,8} = 12.61 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16 = 14.07 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm.

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{135.61 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,15 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,707$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{135.61 \times 10^2}{0,707 \times 25 \times 34,8} = 22.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 12.5 cm.

- Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	suivant x-x :	suivant y-y :
Armatures aux appuis	8HA16/ml	7HA16/ml
Armatures en travée	8HA20/ml	8HA20/ml

**Tableau (VII.4) :** Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

## 2) Vérification à l'état limite ultime :

### a) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

### b) 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 :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12.5\text{cm} < 33\text{cm}$$

- Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

### 3) Vérifications à L'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,00448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{Sx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{Sy} = \mu_y \times M_{Sx}$$

$$\begin{aligned} \text{On aura donc : } M_{Sx} &= 0,0622 \times 164,31 \times 4,55^2 = 152,39 \text{ KN.m} \\ M_{Sy} &= 0,798 \times 152,39 = 121,601 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{sa} = (0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,5) \times 152,39$$

$$M_{sa} = 76,19 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,3) \times 152,39$$

$$M_{sa} = 45,71 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 152,39$$

$$M_{st} = 114,29 \text{ KN.m}$$

#### a) Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = 0,085 \rightarrow \alpha = 0,111$$

$$\alpha = 0,078 < \frac{1,31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40$$

**b) Aux appuis de rives:**

$$\mu = 0.051 \rightarrow \alpha = 0,065$$

$$\alpha = 0,046 < \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40$$

**c) En travée :**

$$\mu = 0.128 \rightarrow \alpha = 0,171$$

$$\alpha = 0,138 < \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

**VII.6) Ferrailage du débord**

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur  $L = 60\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

**1) Sollicitations de calculs :**

**A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{215.58 \times 0,60^2}{2} = 38.80 \text{ KN.m}$$

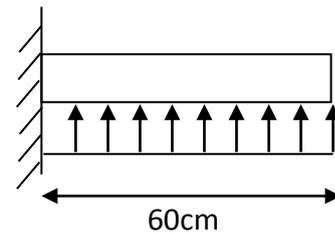
**A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{164.31 \times 0,60^2}{2} = 29.57 \text{ KN.m}$$

**2) Calcul des armatures :****a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 25 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{38.80 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,043 < \mu_r = 0,392$$



**Figure (VII.4) :** Schéma statique du

$$\mu_u = 0,043 \rightarrow \beta_u = 0,978$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38.80 \times 10^2}{0,978 \times 25 \times 34,8} = 4,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 20\text{cm.}$$

#### b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t = 25\text{cm.}$$

#### Remarque :

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

### VII.7) Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission (triangulaire ou trapézoïdale) des charges vers celle-ci.

#### 1) Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartit le calcul devient classique

- Charge trapézoïdale

$$l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

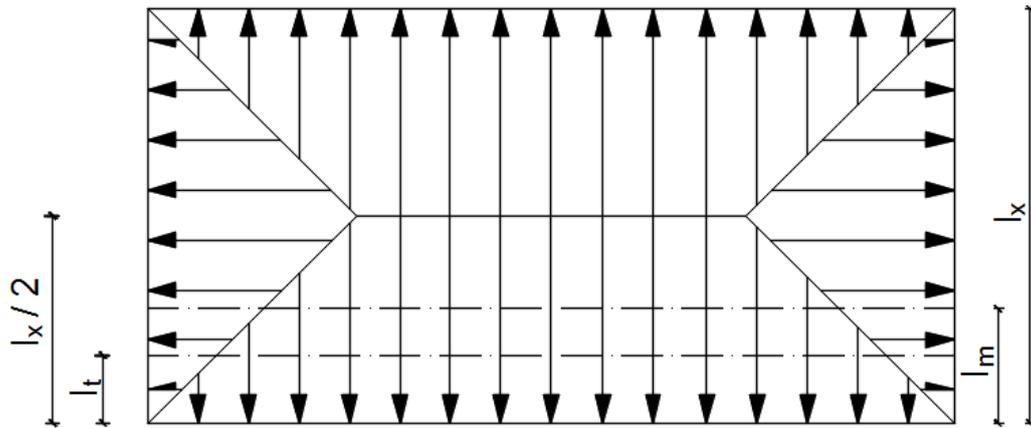


Figure (VII.5) : Présentation des chargements simplifiés.

- **Charge triangulaire :**

$$L_m = 0.333 l_x$$

$$L_t = 0.25 l_y$$

**2) Chargement à considérer :**

**a) Sens : (X-X)**

$$L_m = 0.333 \times 4.55 = 1.51\text{m}$$

$$L_t = 0.25 \times 4.55 = 1.13 \text{ m}$$

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 215.58 \times 1,51 = 651.05\text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 164.31 \times 1,51 = 496.21\text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 215.58 \times 1,13 = 487.21\text{KN} / \text{ml}.$$

**b) Sens :(Y-Y)**

$$L_m = 5 \times (0.5 - 0.91^2/6) = 1.80 \text{ m}$$

$$L_t = 5 \times (0.5 - 0.91/4) = 1.36 \text{ m}$$

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 215.58 \times 1.80 = 776.08\text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 164.31 \times 1.80 = 591.51\text{KN} / \text{ml}.$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 215.58 \times 1.36 = 586.37\text{KN} / \text{ml}.$$

Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.

$$H_{\text{nerv}} = 1.1\text{m}$$

$$B_{\text{nerv}} = 0.5\text{m}$$

- Suivant (x-x) :

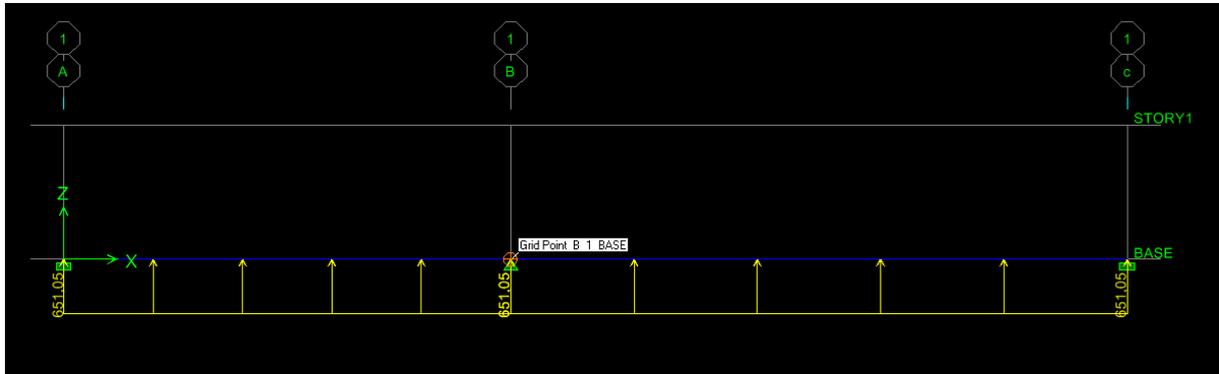


Figure (VII.6) : Le chargement à ELU

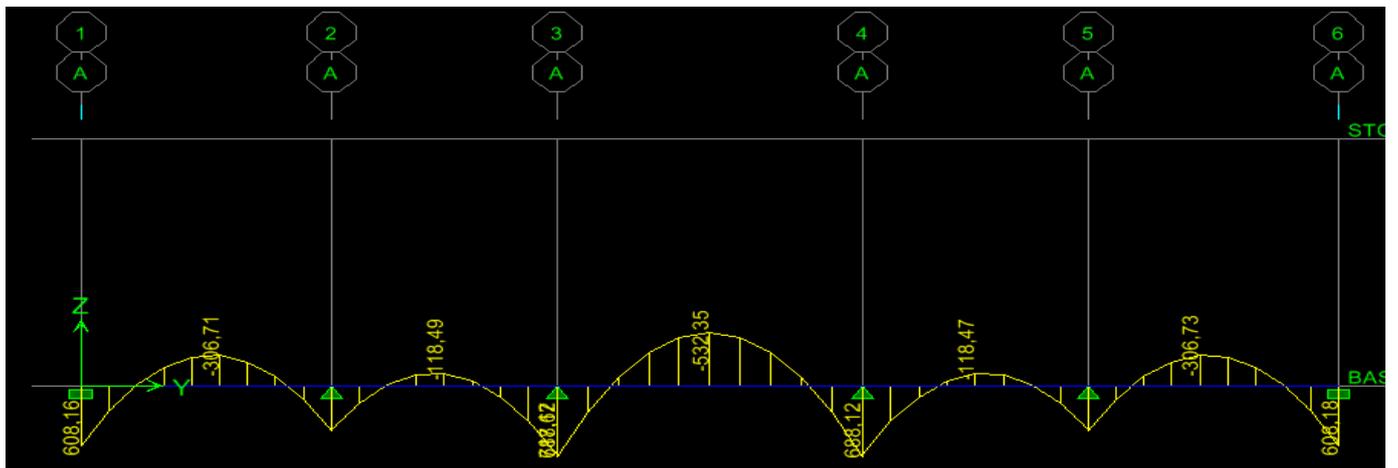


Figure (VII.7) : Diagramme des moments fléchissant (ELU)

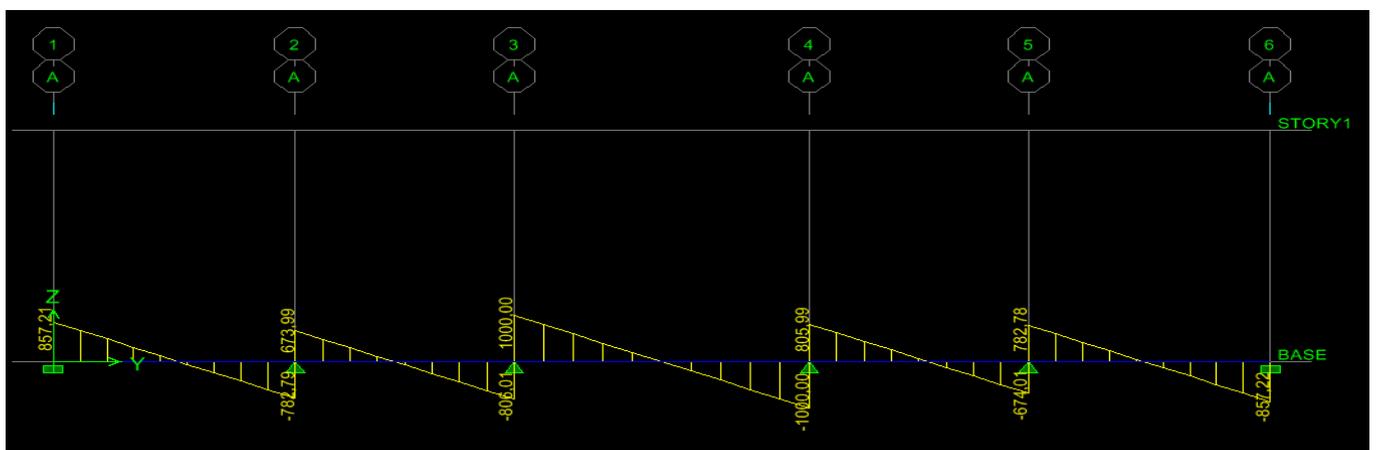


Figure (VII.8) : Diagramme des efforts tranchants (ELU)

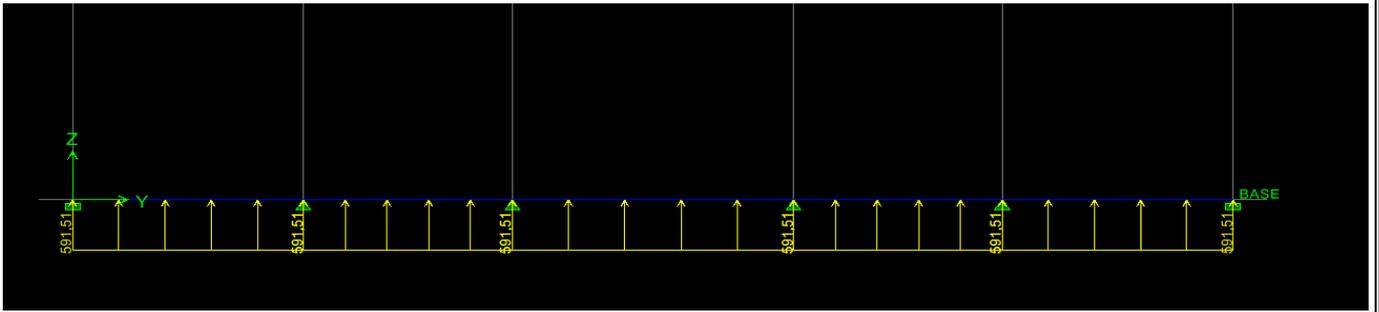


Figure (VII.9) : Le chargement à ELS

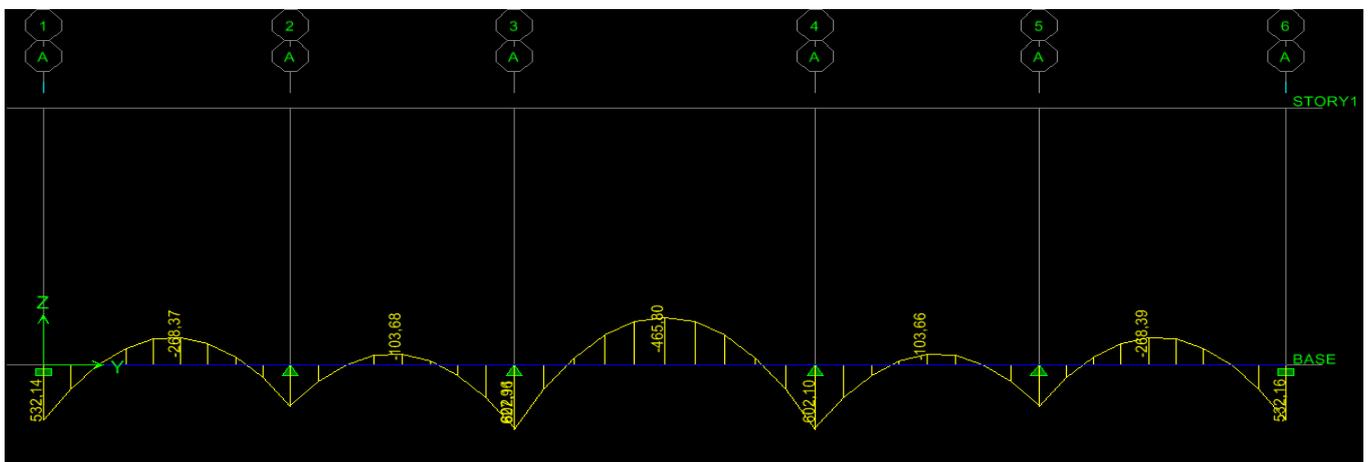


Figure (VII.10) : Diagramme des moments fléchissant (ELS)

- Suivant (y-y):

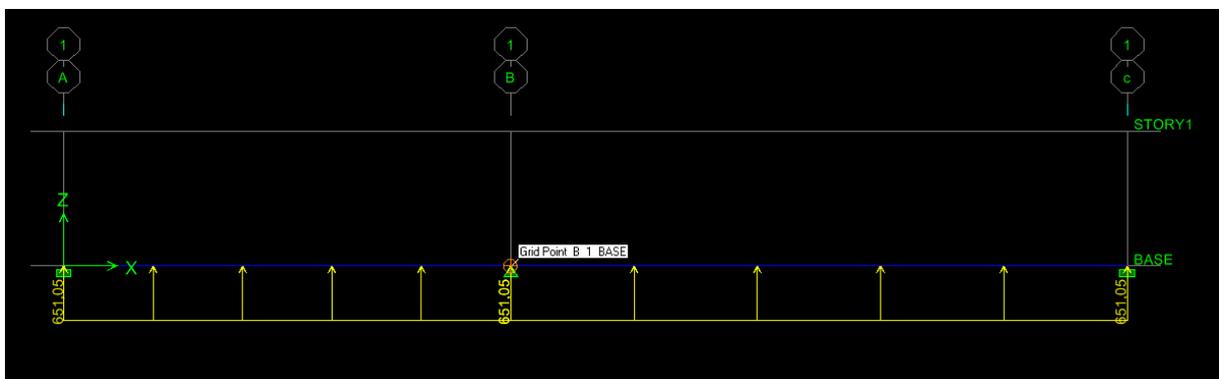


Figure (VII.11) : Le chargement à ELU

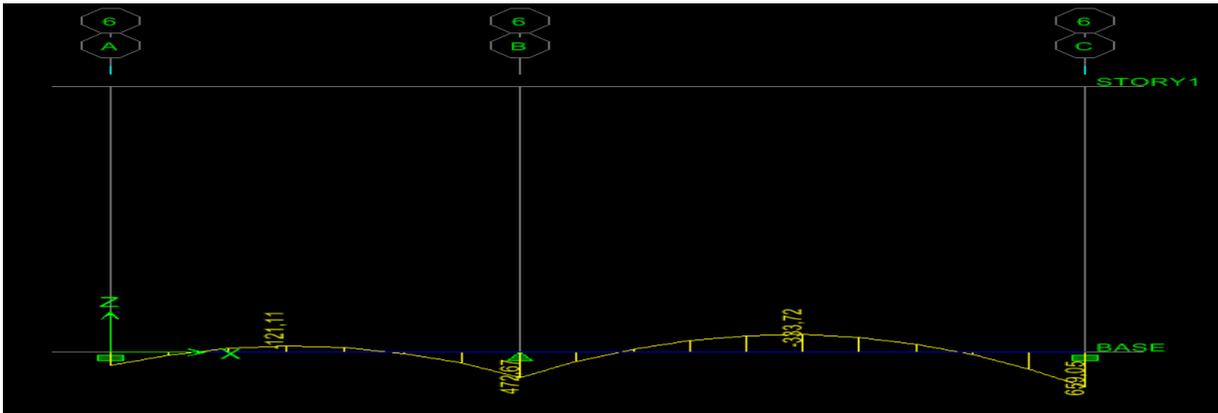


Figure (VII.12) : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

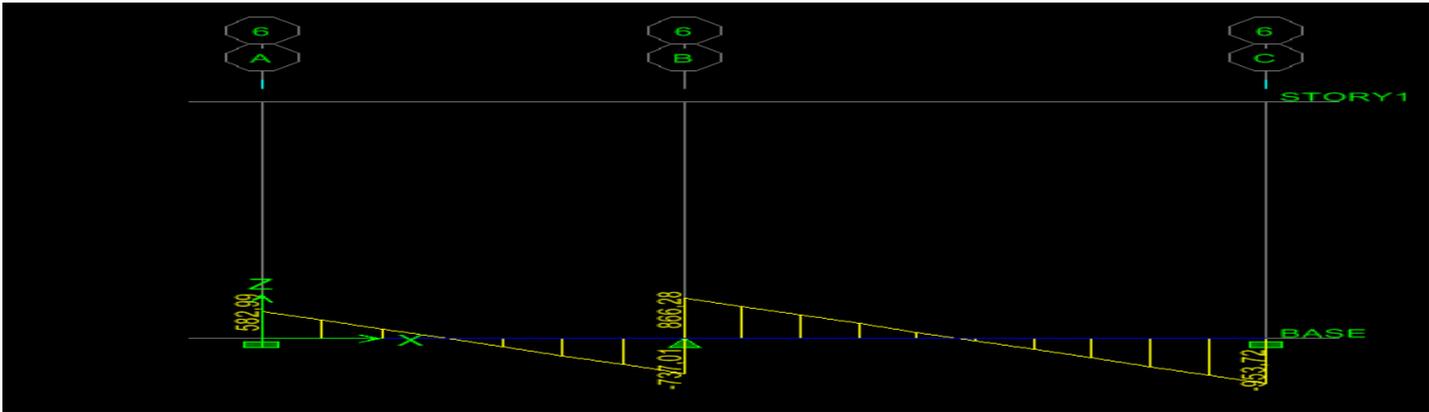


Figure (VII.13) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

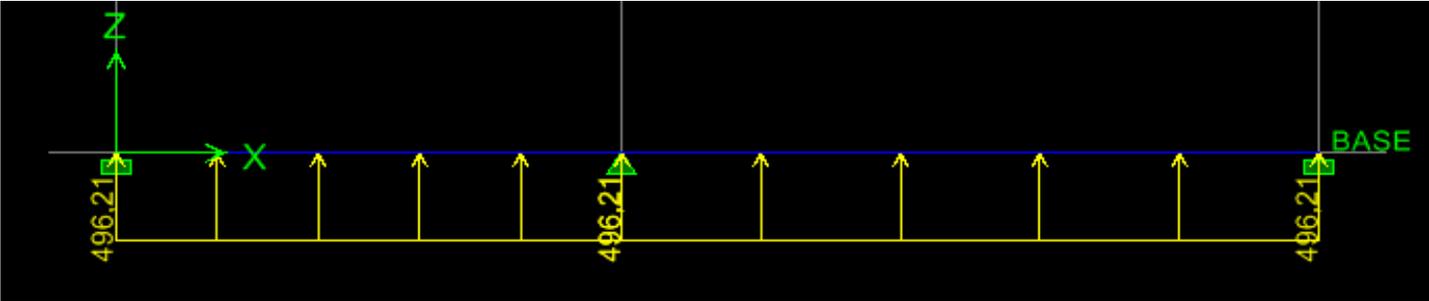


Figure (VII.14) : Le chargement à ELS

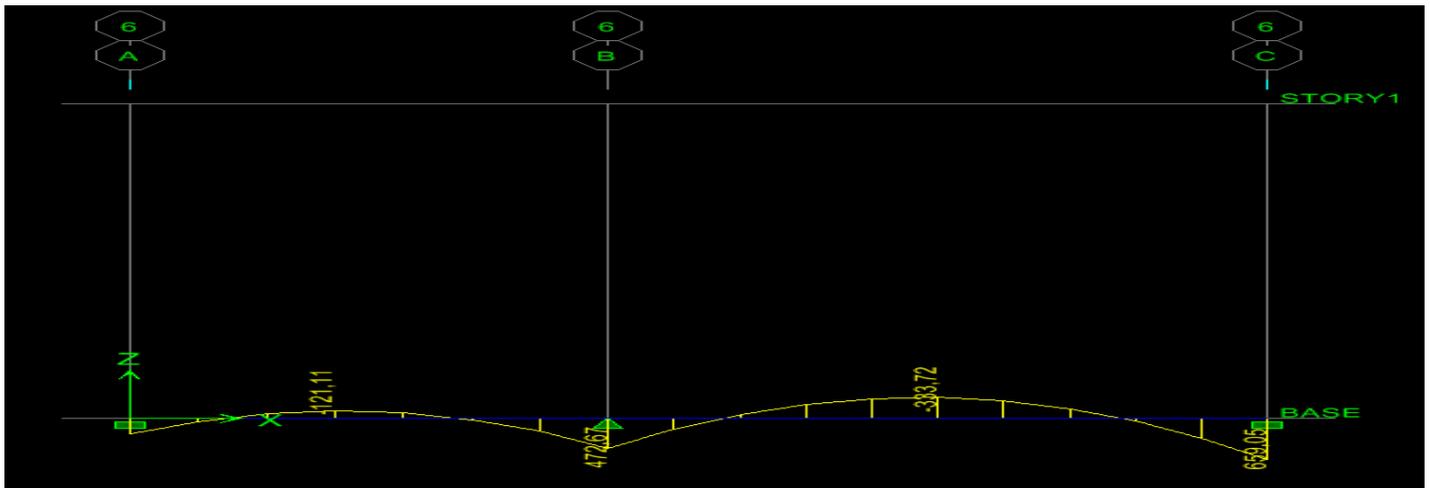


Figure (VII.15) : Diagramme des moments fléchissant (ELS)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Suivant (x-x)	Suivant (y-y)
$M_{tu\ max} = 381.40\ KN.m$	$M_{tu\ max} = 519.04\ KN.m$
$M_{au\ max} = 753.20\ KN.m$	$M_{au\ max} = 638.62\ KN.m$
$M_{ts\ max} = 333.72\ KN.m$	$M_{ts\ max} = 465.8\ KN.m$
$M_{as\ max} = 659.05\ KN.m$	$M_{as\ max} = 602.96\ KN.m$
$T_u\ max = 953.72\ KN$	$T_u\ max = 1000.00\ KN$

Tableau (VII.5) : Sollicitations maximales:

### 3) Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=50\ cm \quad d=105\ cm \quad f_{bc}=14,2\ MPa \quad \sigma_s=34,8\ MPa$$

À l'aide du logiciel « SOCOTEC » on obtient les résultats suivants :

		M KN.m	As (Cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>adop</sub> (Cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Suivant (x-x)	Appui	753.20	21.76	4HA20+4HA20	25.13	10
	Travée	381.40	10.72	4HA16+4HA16	16.08	10
Suivant (y-y)	Appui	638.62	18.29	4HA20+4HA16	20,61	10
	Travée	532.35	15.13	4HA16+4HA16	16.08	10

Tableau (VII.5) : résultats de calcul

**4) Vérification à l'ELU :****a) Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 6,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Armatures transversales :**

- Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{27,5 ; 24\}$$

Soit St =15 cm.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 55 \text{ cm.} \quad \text{Soit St} = 15 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 2.25 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 1359,17 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1000.00 \times 10^3}{500 \times 1050} = 1.90 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$  La condition est vérifiée.

**5) Vérification à l'ELS :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{753.2}{659.05} = 1.14$$

$$\alpha = 0.109 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,32 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{381.4}{333.72} = 1.14$$

$$\alpha = 0.053 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,32 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition «  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

**02 barres de  $\Phi 14$  avec des épingles  $\Phi 8$ .**

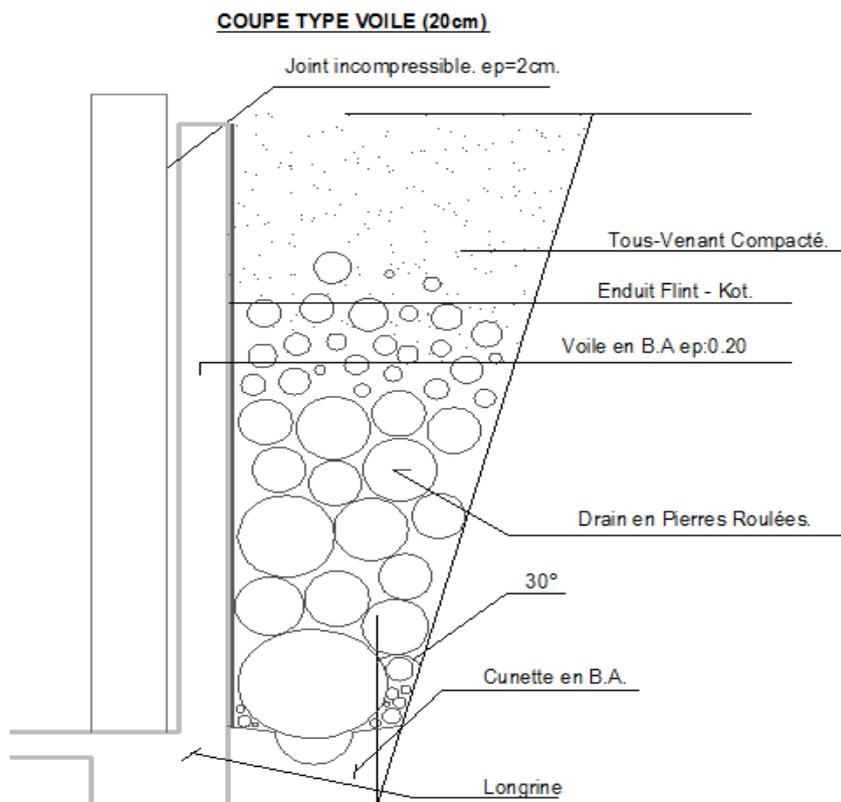


## VIII- Mur plaque

## VIII.1) Introduction

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé celui-ci a une hauteur de **2.89 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit être  $\geq 15$  cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas pour une épaisseur de 20 cm.

Un joint de 5cm 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) : Schéma du mur plaque

### 1) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

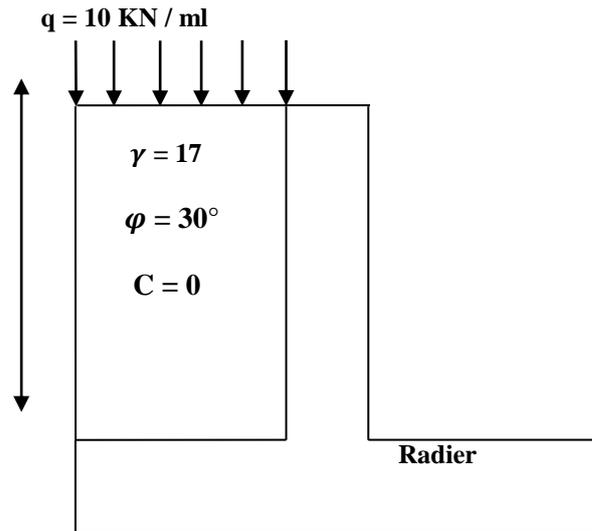
Surcharge éventuelle:  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ .

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ .

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$ .

Cohésion :  $C = 0$

La contrainte du Sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$



Figure(VIII.2) : Schéma statique du Mur plaque

**2) Détermination des sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

Donc :  $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

**VIII.2) Calcul des sollicitations :**

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 2.89 \text{ m}$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2.89 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1.35 \times 17 \times 2.89 + 1.5 \times 10) = 40.66 \text{ kN/m}^2$$

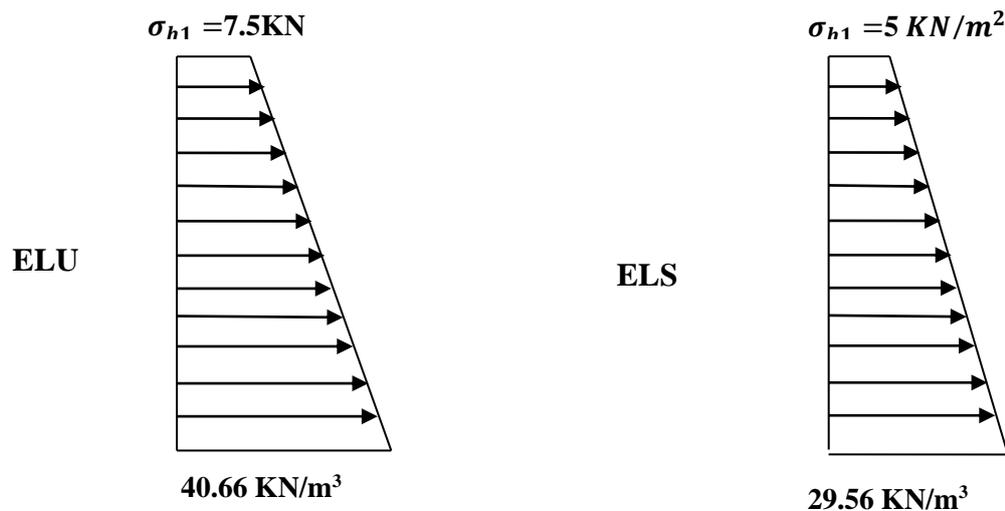
- ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 17 \times 2.89) = 29.56 \text{ kN/m}^2$$

### 1) Diagramme des contraintes :



Figure(VIII.3) : Diagramme des contraintes

### 2) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 40.66 + 7,5}{4} = 32.37 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 29.56 + 5}{4} = 23.42 \text{ kN/ml}$$

### VIII.3) Ferrailage du mur plaque :

#### Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

**Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moments en travée : 0.75
- Appuis intermédiaires : 0.5

**1) Identification du panneau :**  $L_x = 2.89 \text{ m}$  et  $l_y = 5 \text{ m}$

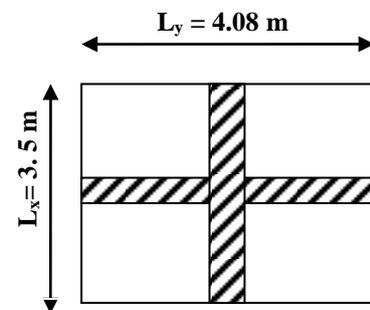
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.89}{5} = 0.578 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**2) Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.578 \rightarrow \mu_x = 0.0852 \text{ et } \mu_y = 0.266$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0852 \times 32.37 \times 2.89^2 = 23.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.266 \times 23.03 = 6.12 \text{ KN.m}$$



Figure(VII.4) : panneau le plus sollicité

**3) Correction des moments :**

**Sens x-x :**

$$M_a = 0.5 \times 23.03 = 11.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 23.03 = 17.27 \text{ KN.m}$$

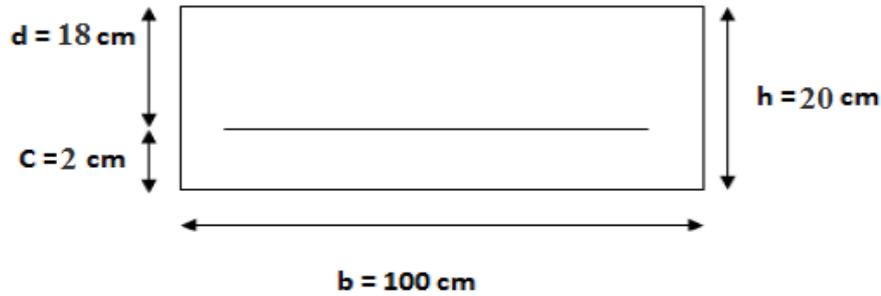
**Sens y-y :**

$$M_a = 0.5 \times 6.12 = 3.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 6.12 = 4.59 \text{ KN.m}$$

**4) Calcul des sections d'armatures**

Le ferrillage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.



Figure(VIII.5): Section transversal du mur plaque.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
xx	Appuis	11.51	0.025	0.987	SSA	1.86	2	5HA10 = 3.92	20
	Travée	17.27	0.037	0.981	SSA	2.81	2	5HA10 = 3.92	20
yy	Appuis	3.06	0.0066	0.997	SSA	0.49	2	5HA10 = 3.92	20
	Travée	4.59	0.0099	0.995	SSA	0.74	2	5HA10 = 3.92	20

Tableau (VIII.1) : Ferrailage du mur plaque.

#### VIII.4) Vérifications à l'ELU :

##### 1) Espacement des barres :

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

Armatures principales : S<sub>t</sub> < min (3h ; 33cm)

$$S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### 2) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 3) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 10 : L_s = 35.27 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4 L<sub>s</sub>** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 10 : L_a = 0.4 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

## VIII.5) Vérification à l'ELS :

### 1) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.85 \rightarrow \mu_x = 0.0897 \text{ et } \mu_y = 0.442$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0897 \times 23.42 \times 2.89^2 = 17.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.442 \times 17.54 = 7.75 \text{ KN.m}$$

### 2) Correction des moments :

#### Sens x-x :

$$M_a = 0.5 \times 17.54 = \mathbf{8.77 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 17.54 = \mathbf{13.15 \text{ KN.m}}$$

#### Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 7.75 = \mathbf{3.87 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 7.75 = \mathbf{5.81 \text{ KN.m}}$$

### 3) Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ Mpa}}$$

- Dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	3.92	8.77	0.217	0.976	193. 3	127.3 4	201.63	0.65	15	Cv
	Travée	3.92	13.15	0.217	0.971	157. 4	191.9 3	201.63	1.21	15	Cv
Y-Y	Appuis	3.92	3.87	0.217	0.984	297. 5	55.73	201.63	0.18	15	Cv
	Travée	3.92	5.81	0.217	0.981	248. 2	83.93	201.63	0.33	15	Cv

Tableau (VIII.2) : vérification des contraintes à ELS.

### Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

- Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

#### Sens x-x :

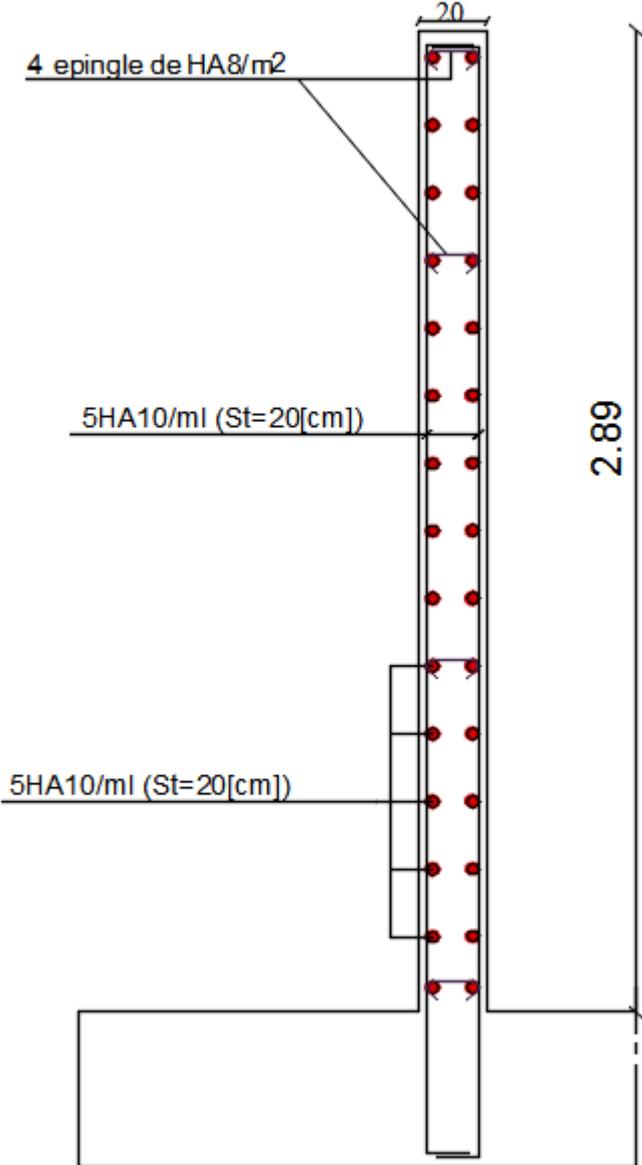
En travée : **5HA10/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : **5HA10/ml** avec un espacement de **20 cm**.

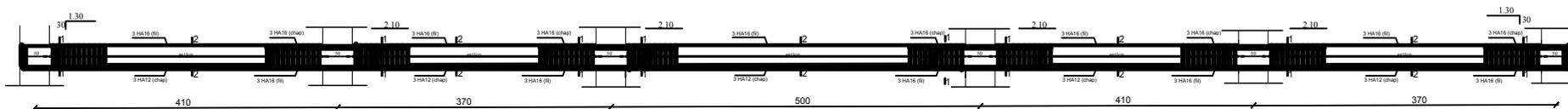
#### Sens y-y :

En travée : **5HA10/ml** avec un espacement de **20 cm**.

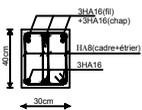
Aux appuis : **5HA10/ml** avec un espacement de **20 cm**.



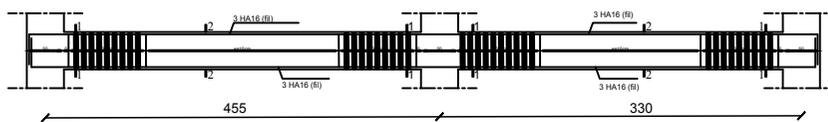
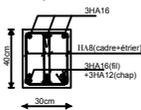
Figure(VIII.6): Ferrailage du mur plaque.



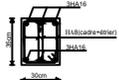
coupe 1-1



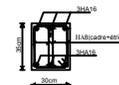
coupe 2-2



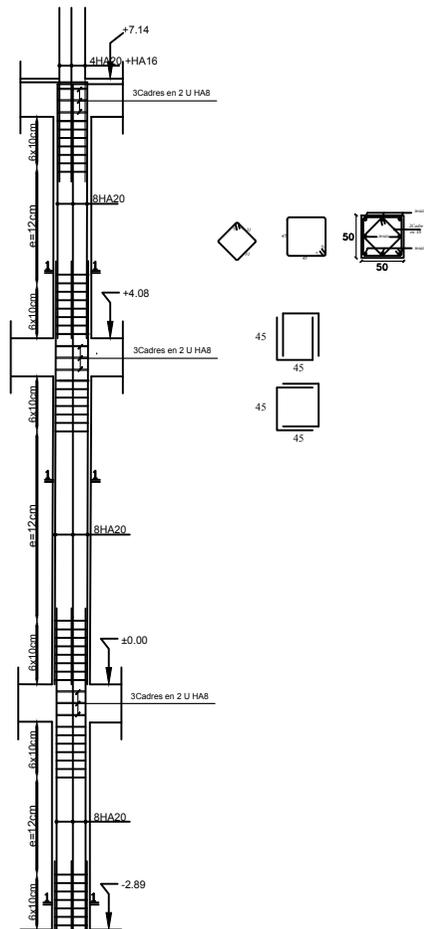
coupe 1-1



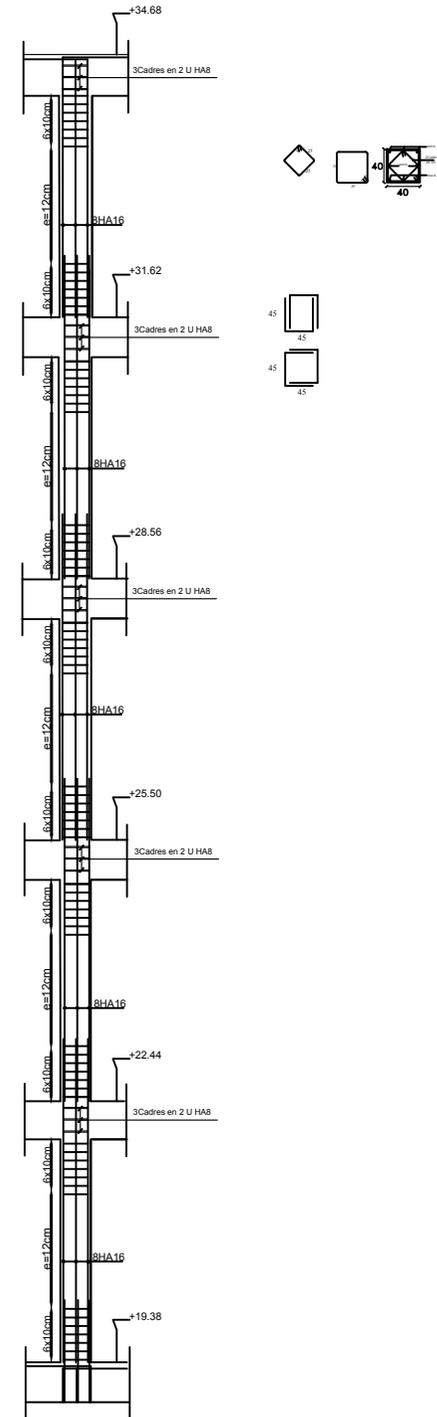
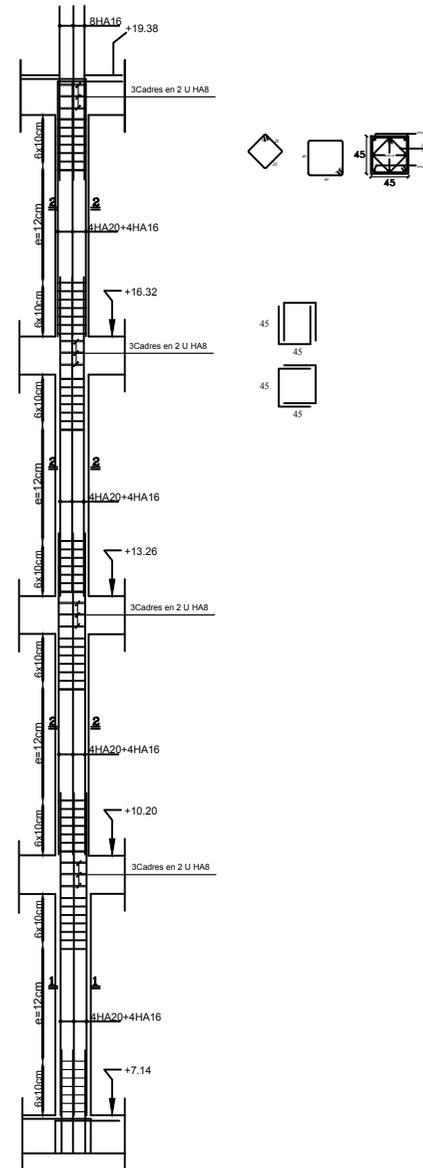
coupe 2-2



# ZONE 1

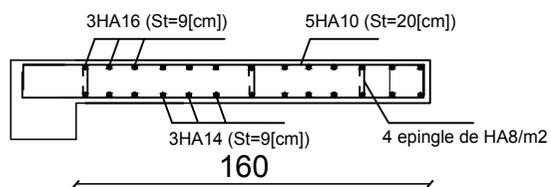


# ZONE 2

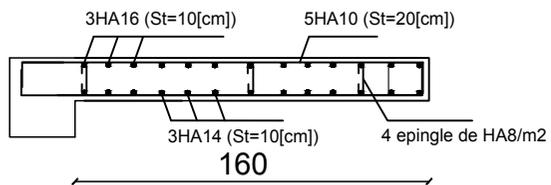


# VL1

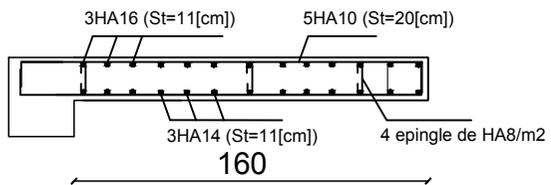
## ZONE 1



## ZONE 2



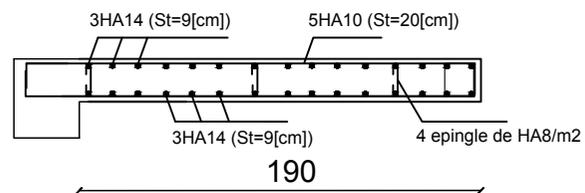
## ZONE 3



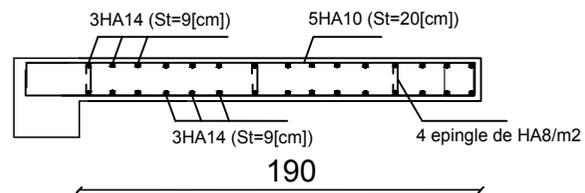
# VL2



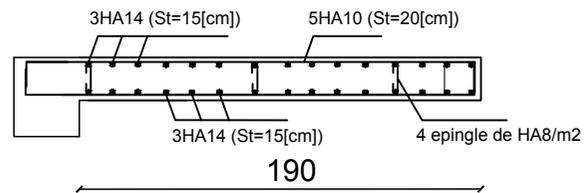
## ZONE 1



## ZONE 2

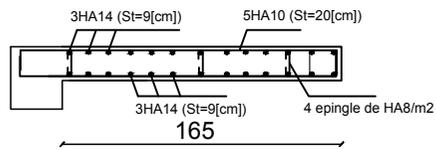


## ZONE 3

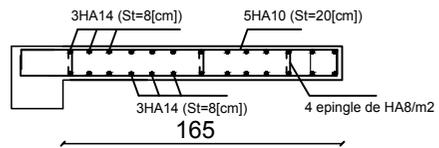


# VT1

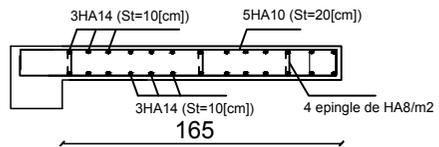
## ZONE 1



## ZONE 2

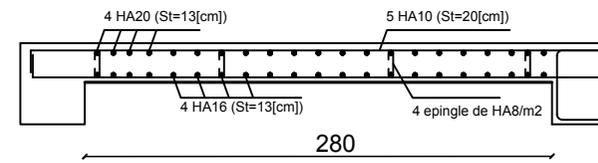


## ZONE 3

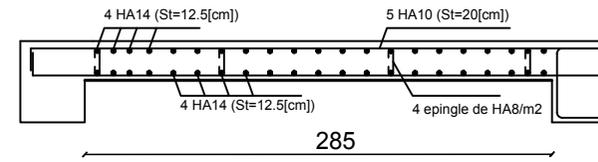


# VT2

## ZONE 1



## ZONE 2



## ZONE 3

