

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de Master2 en génie civil.*

*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et commercial*

*Contreventé par des voiles en béton armés.*

*Avec l'application ETABS*



Dirigé par :

M<sup>me</sup>: ALI AHMED.

Etudié par:

M<sup>r</sup>: MEDAH KARIM

M<sup>r</sup>: SAIDANI ZIANE

M<sup>r</sup>: BEN ABOU HOCINE

Année 2012/2013

# Remerciements

En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promotrice M<sup>me</sup> ALI AHMED pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuille trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

# **DÉDICACES**

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ✓ *A mes très chers frères*
- ✓ *A mes chères sœurs*
- ✓ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ✓ *A mes amis (es)*
- ✓ *A mes binômes et leurs familles*
- ✓ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*
- ✓ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

***BEN ABBOU HOCINE***

# **DÉDICACES**

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ✓ *A mes très chers frères*
- ✓ *A mes chères sœurs*
- ✓ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ✓ *A mes amis (es)*
- ✓ *A mes binômes et leurs familles*
- ✓ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*
  
- ✓ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

**MEDAH KARIM**

# **DÉDICACES**

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ✓ *A mes très chers frères*
- ✓ *A mes chères sœurs*
- ✓ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ✓ *A mes amis (es)*
- ✓ *A mes binômes et leurs familles*
- ✓ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*
- ✓ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

**SAIDANI ZIANE**

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION

**Chapitre I** :Présentation et description de l'ouvrage .....1-7

**Chapitre II** : Pré dimensionnement des éléments.....8-17

**Chapitre III** : Calcul des éléments

Ø III-1-Acrotère..... 18-23

Ø III-2-Escalier RDC.....24-34

Ø III-3-Escalier étage courant.....35-48

Ø III-4-Poutre palière .....49-57

Ø III-5- Salle machine.....58-63

Ø III-6-Planchers .....64-76

Ø III-7-Balcons.....77-81

**Chapitre IV** :Modélisation de la structure.....82-102

**Chapitre V** : Résultat d'étude aux chargements.....103-126

**Chapitre VI** : Ferrailage des éléments structuraux

Ø VI-1- Les poteaux.....127-139

Ø VI-2- Les poutres.....140-151

Ø VI-3- Les voiles.....152-160

**Chapitre VII** : Étude de l'infrastructure.....161-182

**Conclusion.**

**Bibliographie.**

# CHAPITRE I

## Présentation et description de l'ouvrage

**I-1) Présentation :**

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+10 à usage commercial et habitation à ossature mixte, ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

C'est un bâtiment qui comporte :

- 10 étages courants à usage d'habitat
- 01 cage d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.
- 01 RDC à usage commercial

**I-1.1) Caractéristiques géométriques :** Elles sont comme suit :

- Hauteur du RDC : 4.08m
- Longueur totale : 16.35m
- Largeur totale : 15,86m
- Hauteur totale : 35,59m
- Hauteur de l'acrotère : 0,60m
- Hauteur des étages courants : 3 ,06m

**I-1.2) Les éléments de l'ouvrage****L'ossature :**

Le bâtiment a une ossature mixte (portique voile)

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

**La maçonnerie :**

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseurs, séparés par une lame d'air de 5cm (10+5+10)=25cm.

Les murs de séparation intérieurs seront de simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**Les planchers :**

A l'exception des balcons qui seront réalisés en dalles pleines les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- Ø Forme de pente de 1 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Ø Un isolant thermique (liège).
- Ø Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.
- Ø Pare vapeur permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

**Les escaliers :**

Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier relie le RDC et les étages d'habitation, Ces escaliers comportent trois volées pour le RDC et deux volées pour l'étage courant, et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place en béton armé.

**Les revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

**Système de coffrage :**

On utilise un coffrage traditionnel (en bois) et métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

**I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :****I-2.1) Le béton :**

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland composé (CPJ).

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

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée  $f_{c28}$ . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite (art 2-1 113 BAEL91) :

$$f_{cj} = 0,685f_{c28} \text{Log}(1+j) \text{ en MPa pour } j \leq 28 \text{ jours.}$$

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

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}; \quad (f_{cj} \text{ Et } f_{tj} \text{ en MPa}) \dots \dots \dots \quad (\text{Art A-2 .1.12 BAEL91})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

D'où:  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  pour  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

**3) Contraintes limites :****3.1) Les états limites :**

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour les quels une structure est calculée.

**a) Etat limite ultime :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique ( non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad (\text{art 4 -3 .41 BAEL91})$$

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,50$  en situation courante.

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle.

$q$  : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$q=1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures

$q=0,9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

$q=0,85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heures

$$\text{D'où: } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

### b) Etat limite de service

L'état limite de service est l'état au delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{art 4 -5.2 BAEL91})$$

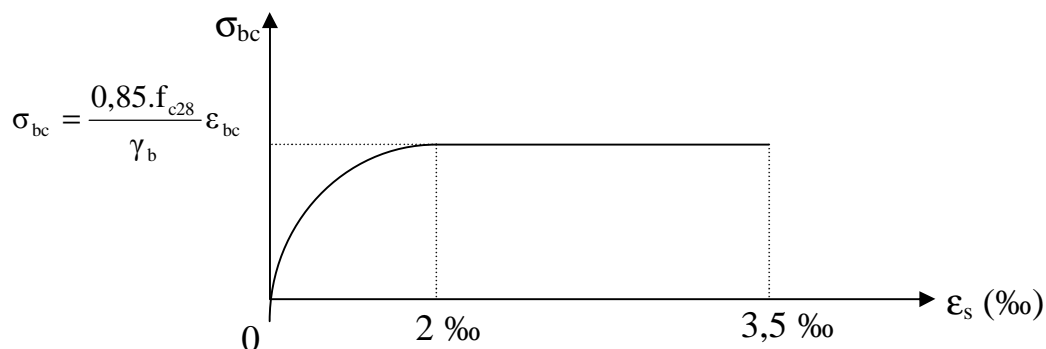
$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

### 3.2) Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **A l'état limite ultime :**

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure 1-1.



**Figure I-1 : Diagramme parabolique rectangle.**

Le diagramme est constitué :

- Ø D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- Ø D'une partie rectangulaire (état plastique).

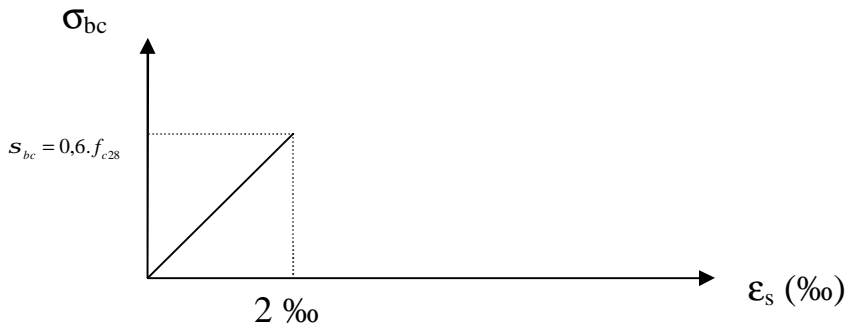
Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} 10^3 \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \epsilon_{bc})$$

$$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰ \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} \varepsilon_{bc} = f_{bc}$$

- **A l'état limite de service :**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte-déformation est montré dans la figure 1-2.



**Figure I-2 : diagramme linéaire**

### 3.3) Contrainte tangente conventionnelle :

Donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$  (art A – 5.1.21. BAEL91)

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa}$$

pour la fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$$

pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

### 4) Module de déformation longitudinale :

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 :

#### 4.1) Module de déformation instantanée (art A – 2 .1. 21 BAEL91):

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

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

$$\text{D'où: pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

#### 4.2) Module de déformation 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  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  en MPa

$$\text{D'où : } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

### 5) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

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

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

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

$\nu = 0$  à l'état limite ultime

#### I-2.2) 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 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

#### Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	1,3	1

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers

#### 1) Limite d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.  
 $E_s = 200000$  MPa (art II 1 BAEL99)

#### 2) Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

#### 3) La limite élastique garantie Fe :

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

#### 4) Diagramme contrainte déformation :

Le diagramme contrainte déformation est montré dans la figure 1-3 (art A 2.2.2 BAEL91)

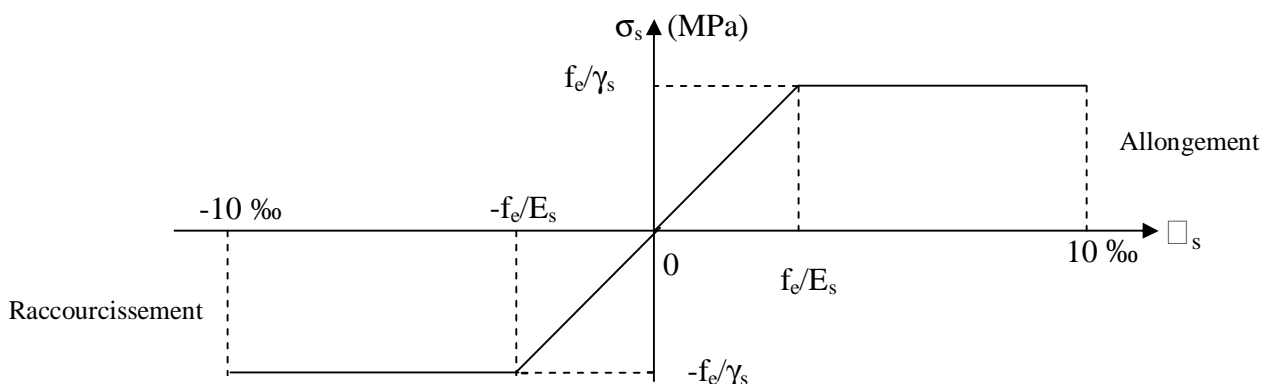


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation

**5) Contrainte limite de l'acier :****5.1) Etat limite ultime ELU :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{où} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

**5.2) Etat limite de service (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 :** (BAEL91 / 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)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration égal à :

$$\eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm}$$

$$\eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \Phi < 6\text{mm}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 156 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL}_\perp$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{pour les H.A}_\perp$$

**c) Fissuration très préjudiciable :** (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec:  $\eta$  coefficient de fissuration.

$$\eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{pour les RL.}$$

$$\eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les HA.}$$

Les valeurs exactes obtenues sont:

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL.}$$

**6) 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 :

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

# **CHAPITRE II**

## **Présentation et description de l'ouvrage**

## II.1 Pré dimensionnement des éléments :

### II-1.1 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec :  $h_{tp}$  : hauteur totale du plancher

$L$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale :  $L = 3,40 - 0,25 = 3,15\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 315/22,5 = 14 \text{ (cm)} \quad \text{on opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire } h_{tp} = 20 \text{ (cm)}$$

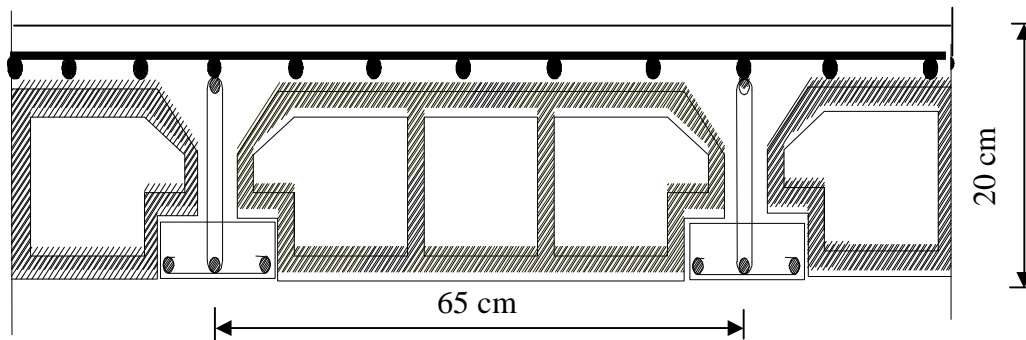


Figure II-1 Coupe d'un plancher à corps creux

### II-1.2 Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- $h_t$  : hauteur comprise entre  $L/15 \leq h_t \leq L/10$ .
- $b$  : largeur comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ .
- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

### Les poutres principales

La hauteur de la poutre :

$$L_{max} = 366 - 25 = 341 \text{ cm}$$

$$\frac{341}{15} \leq h_t \leq \frac{341}{10}$$

$$22,73 \leq h_t \leq 34,10 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $h_t = 35\text{cm}$

La largeur  $b$  :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

Nous prenons :  $b = 30 \text{ cm}$

-Section adoptée (30x35)

Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....  $30 \geq 20 \text{ cm}$  condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$  .....  $35 \geq 30 \text{ cm}$  condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$  .....  $35 / 30 = 1,16 \leq 4$  condition Vérifiée.

**Poutres secondaires**

**La hauteur de la Poutre :**  $L_{\max} = 3,40 - 0,25 = 3,15 \text{ m}$   
 $315/15 \leq h_t \leq 315/10 \Rightarrow 21 \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm}$  soit  $h_t = 30 \text{ cm}$

**La largeur de la Poutre :**  
 $0.4 (30) \leq b \leq 0.7 (30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$  soit  $b = 25 \text{ cm}$

- Section adoptée (25x30)

Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....  $25 \geq 20 \text{ cm}$  condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$  .....  $30 \geq 30 \text{ cm}$  condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$  .....  $30 / 25 = 1,2 \leq 4$  condition Vérifiée

**II-1.3 Les poteaux :**

Les poteaux seront prés dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante  $S \geq N / \sigma_{bc}$

Avec :

- N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)
- $\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple
- $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Remarque**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

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

**II-2.1 Les charges permanentes :**

a) Plancher terrasse :(inaccessible) :

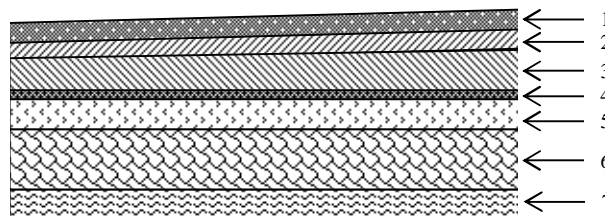
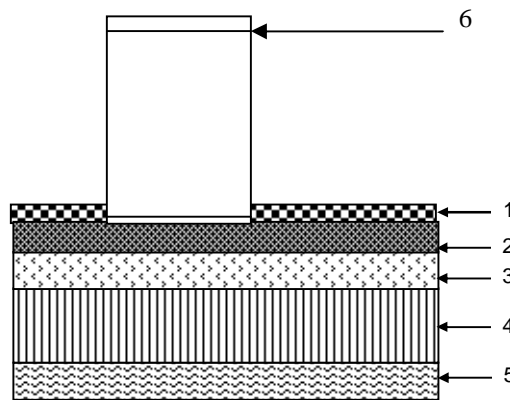


Figure II-2 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

01-Couche de gravier roulé ep=5 cm.....	1,00 KN/m <sup>2</sup>
02-Etanchéité multicouche ep=2 cm.....	0,12 KN/m <sup>2</sup>
03-Béton en forme de pente ep=7 cm.....	1,54 KN/m <sup>2</sup>
04-Pare vapeur (feuille polyane) .....	0,01 KN/m <sup>2</sup>
05-Isolation thermique ep=4 cm.....	0,16 KN/m <sup>2</sup>
06-Plancher à corps creux (16+4) .....	2,80 KN/m <sup>2</sup>
07-Enduit sous plafond ep=2 cm.....	0,20 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G = 5,83 KN/m<sup>2</sup></b>

**b) Plancher d'étage courant :**

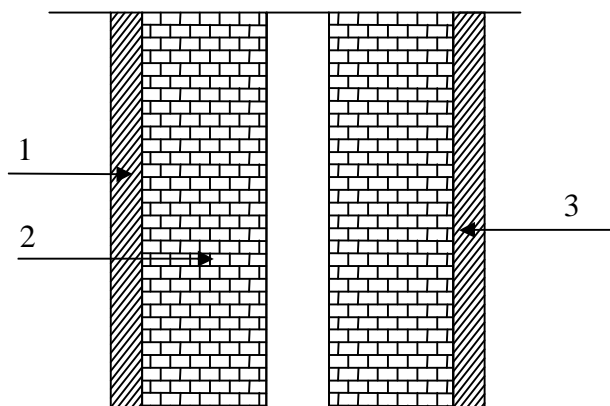


**Figure II-3 Coupe transversale du plancher d'étage courant**

01-Carrelage scellé ep=2 cm.....	0,40 kN/m <sup>2</sup>
02-Mortier de pose ep=3 cm.....	0,60 kN/m <sup>2</sup>
03-Couche de sable ep=3 cm.....	0,66 kN/m <sup>2</sup>
04-Dalle en corps creux (16+4) cm.....	2,80 kN/m <sup>2</sup>
05-Enduit en plâtre ep=2 cm.....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
06-Cloison de séparation interne ep=10cm .....	0,90 kN/m <sup>2</sup>
	<b>G = 5,56 kN/m<sup>2</sup></b>

**c) Les murs :**

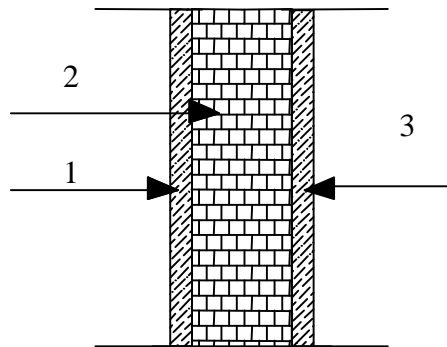
- Mur extérieur :



**Figure II-4 Coupe transversale du mur double cloison**

01-Mortier de ciment	ep=2 cm.....	0,36 kN/m <sup>2</sup>
02-Brique creuse	ep=2X10 cm.....	1,80 kN/m <sup>2</sup>
03-Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
		<b>G = 2,36 kN/m<sup>2</sup></b>

- mur intérieur :



**Figure II-5 Coupe transversale du mur en simple cloison**

01- Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
02-Brique creuse	ep=10 cm.....	0,90 kN/m <sup>2</sup>
03-Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
		<b>G = 1,30 kN/m<sup>2</sup></b>

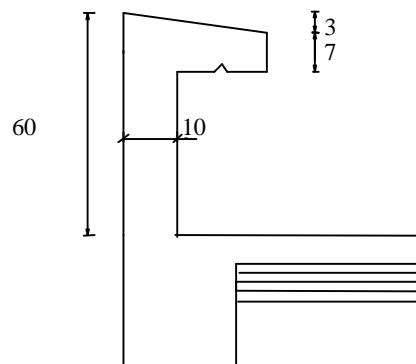
**e) L'acrotère :**

On a  $h_t=60$  cm

Charge permanente G

$$G = 25 \left[ (0,5 \times 0,1) + (0,2 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$



**Figure II-6 Coupe transversale de l'acrotère**

## II-2.2 Les surcharges d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse .....	Q = 1,00 kN/m <sup>2</sup>
- Plancher étage courant : à usage d'habitation .....	Q = 1,50 kN/m <sup>2</sup>
- Plancher du RDC.....	Q = 1,50 kN/m <sup>2</sup>
- L'acrotère.....	Q = 1,00 kN/ml
- L'escalier.....	Q = 2,50 kN/m <sup>2</sup>
- Balcons.....	Q = 3,50 kN/m <sup>2</sup>

## II-3 Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

### II-3.1 Charges et surcharges revenant au poteau C2 :

#### a) Surface d'influence :

$$S = (1.515 \times 1.70) + (1.70 \times 1.83) + (1.515 \times 1.675) + (1.675 \times 1.83)$$

$$S = 11,29 \text{ m}^2$$

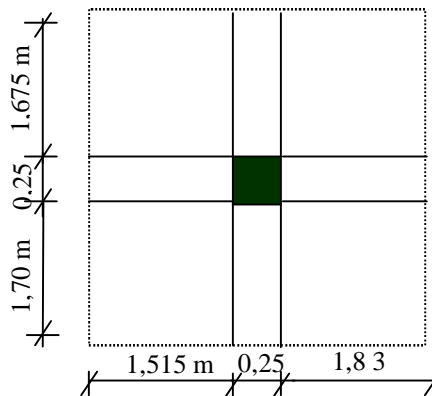


Figure II-7 : Surface d'influence du poteau D3 ou E3

#### b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

##### - Plancher terrasse

$$G = 5,83 \text{ kN/m}^2$$

##### - Plancher étage courant

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

##### - Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

#### c) Poids revenant à chaque plancher :

- Poids du plancher  $P = G \times S$

Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 11,29 = 65,82 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 11,29 = 62,77 \text{ KN}$$

#### d) Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = [(1,675 \times 0,25 \times 0,35) + (1,70 \times 0,25 \times 0,35)] \times 25 = 7,38 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P = [(1,515 \times 0,20 \times 0,30) + (1,83 \times 0,20 \times 0,30)] \times 25 = 5,02 \text{ KN}$$

D’ou le poids total  $P = 5,02 + 7,38$

Ce qui donne :  **$P = 12,40 \text{ kN}$**

**e) Surcharges d’exploitation :**

La surface d’influence  $S_0 = (3,325 \times 3,595) - (0,25)^2 = 11,89 \text{ m}^2$

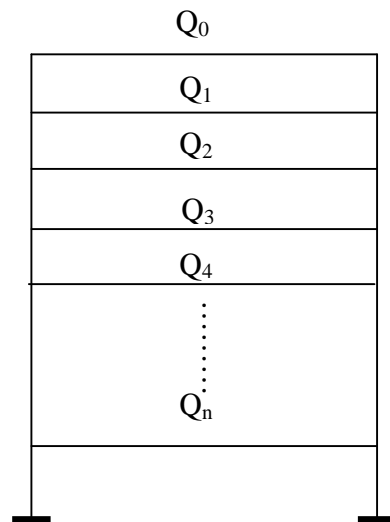
- plancher terrasse  $Q_0 = 1,00 \times 11,89 = 11,89 \text{ kN}$
- plancher d’étage courant  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{10} = 1,50 \times 11,89 = 17,83 \text{ kN}$

**II-3.2 Loi de dégression de charge :**

En raison du nombre d’étages qui composent la tour étudiée  $n > 5$ , en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d’exploitation différentes.

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \end{aligned}$$

Pour  $n \geq 5$



**Coefficients de dégression des surcharges**

<b>Niveaux</b>	<b>10</b>	<b>9</b>	<b>8</b>	<b>7</b>	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>1</b>
<b>Coeff</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0,95</b>	<b>0,90</b>	<b>0,85</b>	<b>0,80</b>	<b>0,75</b>	<b>0,714</b>	<b>0,687</b>	<b>0,66</b>

**Les surcharges cumulées**

- $Q_0 = 11,89 \text{ KN}$
- $Q_0 + Q_1 = 11,89 + 17,83 = 29,72 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 11,89 + 0,95(2 \times 17,83) = 45,76 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,89 + 0,90(3 \times 17,83) = 60,03 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,89 + 0,85(4 \times 17,83) = 72,51 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,89 + 0,80(5 \times 17,83) = 83,21 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,89 + 0,75(6 \times 17,83) = 92,12 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,89 + 0,71(7 \times 17,83) = 100,50 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11,89 + 0,68(8 \times 17,83) = 108,88 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11,89 + 0,66(9 \times 17,83) = 117,80 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11,89 + 0,65(10 \times 17,83) = 127,78 \text{ KN}$

**Tableau récapitulatif de la descente de charge**

Niv	charges permanentes kN					charges exploitations kN		efforts normaux	section des poteaux cm <sup>2</sup>	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S trouvée	S adoptée
10	65,82	12,40	0.000	78.220	585.408	11.890	11.890	597.298	398.198	30X30
9	62,77	12,40	6.885	82.055	667.463	17.830	29.720	697.183	464.788	30X30
8	62,77	12,40	6.885	82.055	749.518	17.830	45.760	795.278	530.185	30X30
7	62,77	12,40	6.885	82.055	831.573	17.830	60.030	891.603	594.402	35X35
6	62,77	12,40	9.371	84.541	916.114	17.830	72.510	988.624	659.083	35X35
5	62,77	12,40	9.371	84.541	1000.655	17.830	83.210	1083.865	722.577	35X35
4	62,77	12,40	9.371	84.541	1085.196	17.830	92.120	1177.316	784.878	35X35
3	62,77	12,40	9.371	84.541	1169.738	17.830	100.500	1270.238	846.825	40X40
2	62,77	12,40	12.240	87.410	1257.148	17.830	108.880	1366.028	910.685	40X40
1	62,77	12,40	12.240	87.410	1344.558	17.830	117.800	1462.358	974.905	40X40
RDC	62,77	12,40	12.240	87.410	1431.968	17.830	127.780	1559.748	1039.832	40X40

**Remarque :**

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7. 4 .1du RPA99)**

- Min (b ;h)= 25 ≥ 25cm ..... Condition vérifiée
- Min (b ;h) ≥ h<sub>e</sub>/20  
Pour le RDC
- Min (b ;h) = 45 ≥ h<sub>e</sub>/20 = 408/20 = 20,40cm ..... Condition vérifiée  
Pour l'étage courant
- Min (b ;h) ≥ h<sub>e</sub>/20 = 286/20 = 14,30cm ..... Condition vérifiée
- 1/4 < b/h < 4 ..... Condition vérifiée

**Vérification des poteaux au flambement :**

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

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

Avec :

- λ : Elancement du poteau
- L<sub>f</sub> : Longueur de flambement (L<sub>f</sub> = 0.7 l<sub>0</sub>)
- i : Rayon de giration (I/B)<sup>1/2</sup>
- B: Section transversale du Poteau (B=h b)
- l<sub>0</sub> : Longueur libre du poteau

Ce qui donne  $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

1- Poteaux du rez-de-chaussée :

$$l = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{40} = 24,73$$

$\lambda < 50$  .....condition vérifiée

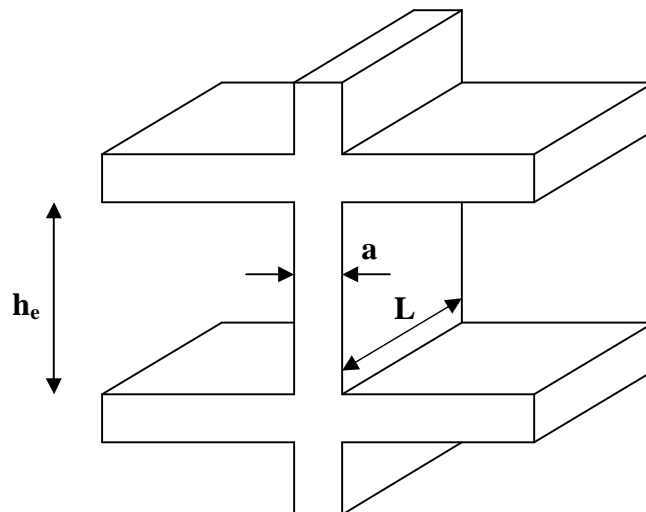
2- Poteaux d'étages courant:

$$l = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = 24,73$$

$\lambda < 50$ ..... condition vérifiée

#### II-4 pré dimensionnement des voiles (Art 7. 7.1 du RPA99) :

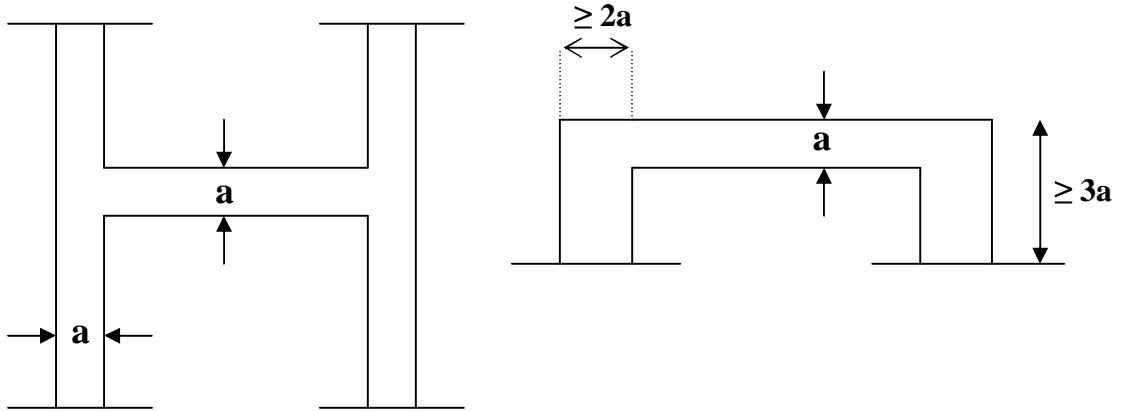
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.



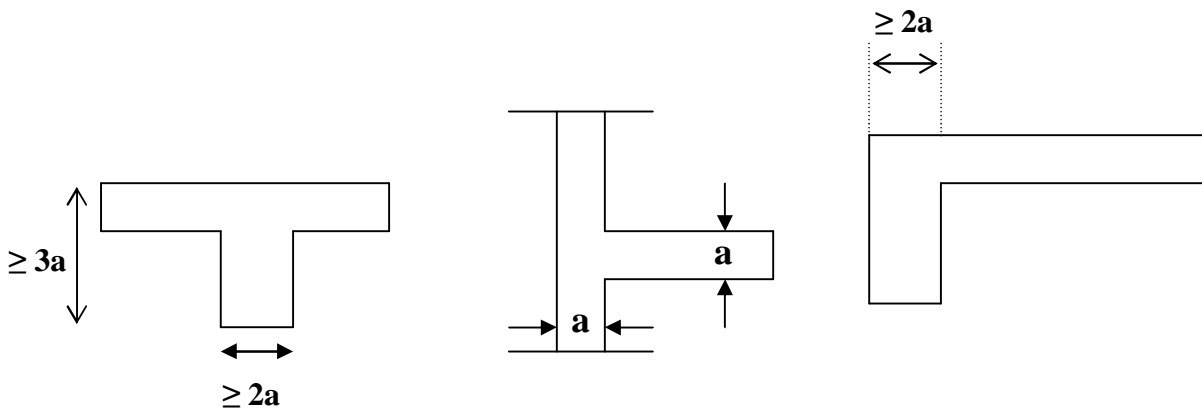
D'après RPA 99 ADDENDA 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

##### a) L'épaisseur du voile :

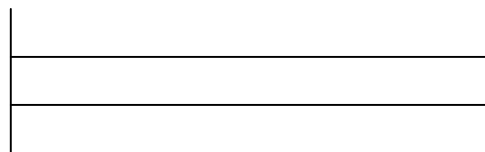
Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.



$$a \geq \frac{he}{25}$$



$$a \geq \frac{he}{22}$$



$$a \geq \frac{he}{20}$$

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

Pour le RDC On a :  $h_e = h - e_p$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

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

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

**b) Vérification des exigences du RPA 99 (art 7,7.1) :**

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

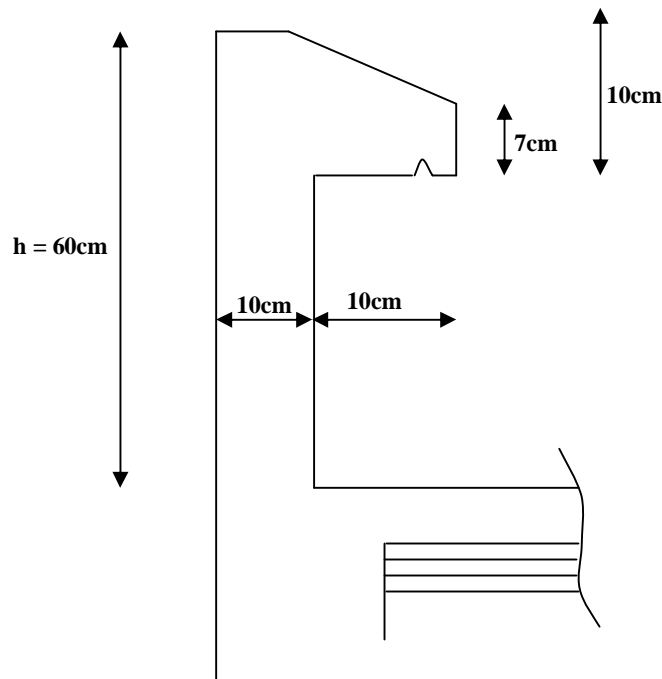
$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Avec : L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile

III-1. L'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre G et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un moment renversant M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.



Coupe verticale de l'acrotère

a) Schéma statique :

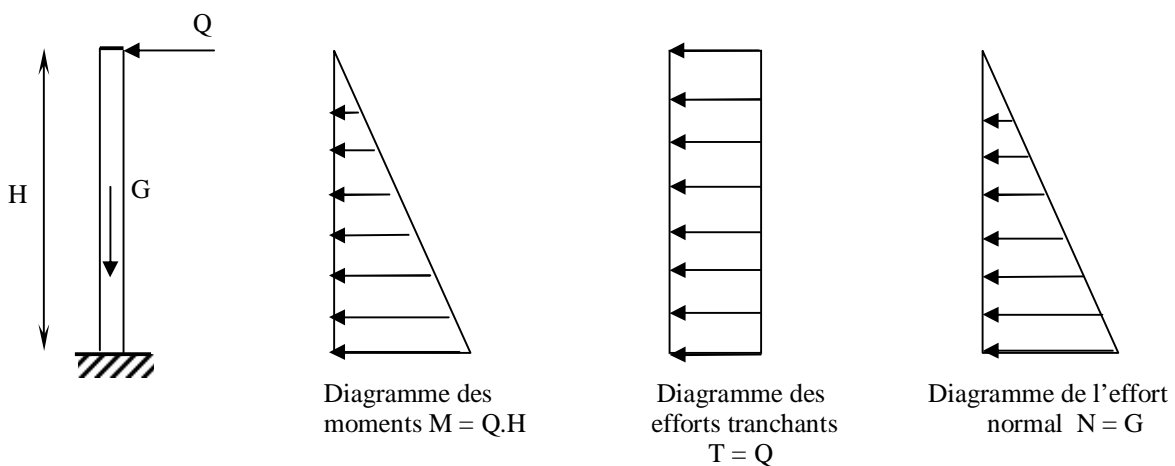


Fig. III-1-1 : Schéma statique de

**b) Calcul des efforts :**

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[ (0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$r$  : Masse volumique du béton.

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

- Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,675 \text{ KN}$

**c) Combinaison de charge :**

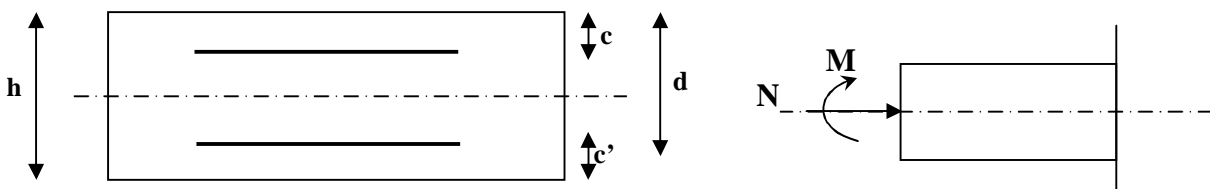
**A l'ELU :**

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm} \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} N_s = G = 1,675 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KNm} \end{cases}$$

**d) Ferrailage:**



$h$  : Epaisseur de la section.

$c$  et  $c'$  : Enrobage.

$d = h - c$  : Hauteur utile

$M_f$ : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

**e) Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,39m = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \quad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

**f) Calcul en flexion simple :****Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,26 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,9452 \text{ KN.m}$$

**Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,01358 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

**Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39 \text{ cm}^2$$

**g) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,26}{34,8} = 0,325 \text{ cm}^2$$

**h) Vérification à l'ELU :****1) Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,325 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité son supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA6 = 1,130cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

**2) Vérification au cisaillement :**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$t_u < \bar{t}_u$  : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**3) Vérification de l'adhérence des barres :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,6 = 24\text{cm}$$

**i) Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e , 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[226,67 , 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,258}{15(1 - 0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$$

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

$$s_{bc} = K \cdot s_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans les aciers :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$s_s = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{s}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**j) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**k) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

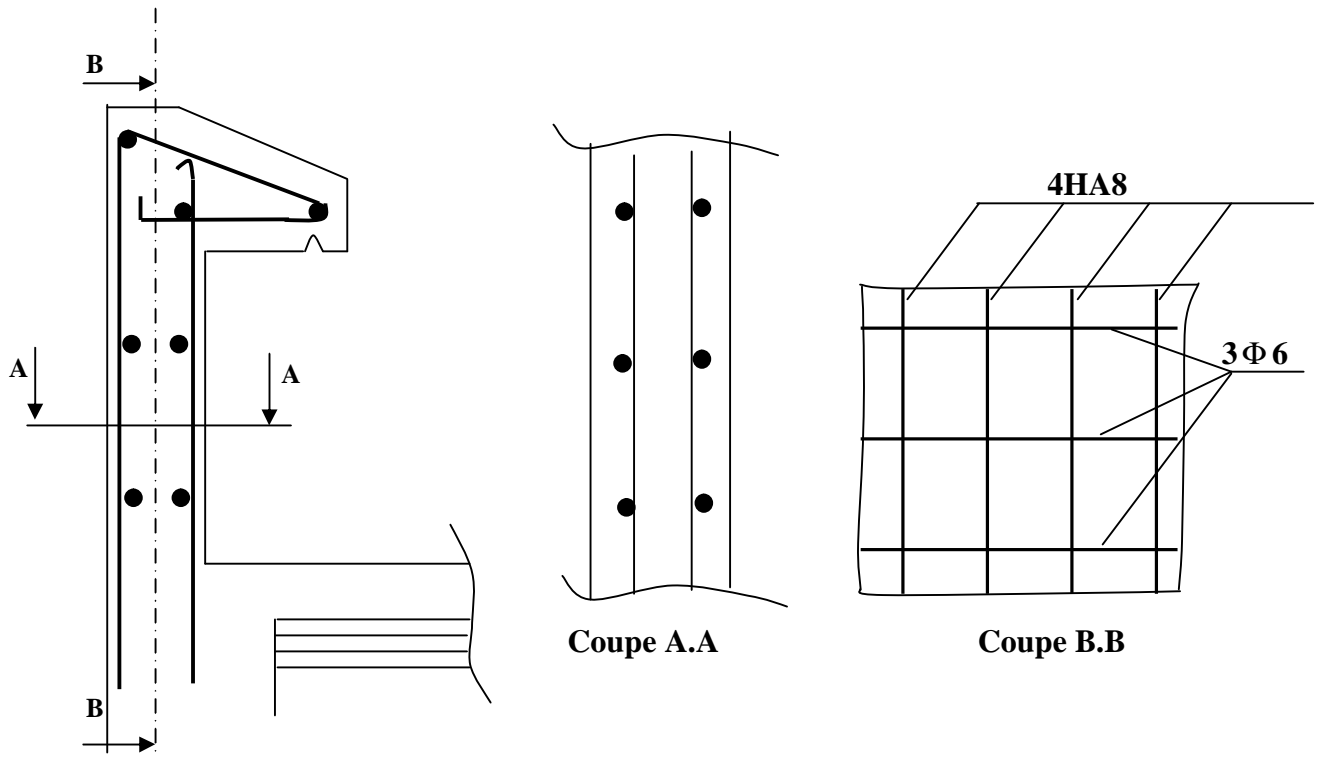
$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : Coefficient de zone. (Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale (C<sub>p</sub> = 0,8)

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 1,675 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml}$$



**Fig. III-1-2 Plan de ferrailage de l'acrotère**

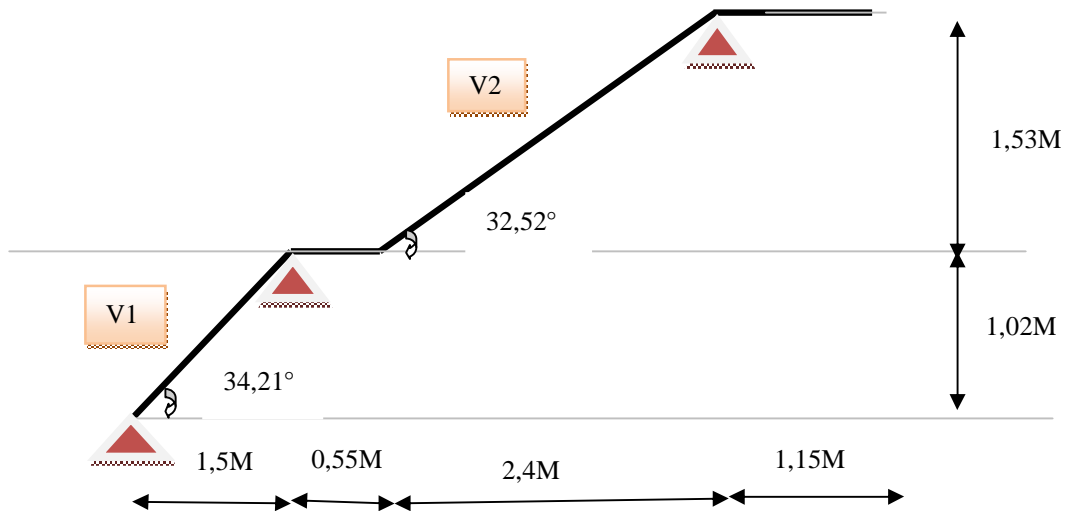


**III-2. Les escaliers du RDC :**

**III-2.1. Introduction :**

l'escalier est un élément de la structure qui sert à se déplacer d'un étage à l'autre. Dans notre cas il est conçu en béton armé coulé sur place et il est partagé en deux types :

-Escalier du RDC : à deux volées contenues avec paliers intermédiaires.



**FigIII-2-1 Schéma statique de l'escalier RDC**

**Terminologie :**

G: Giron

H : Hauteur de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

L<sub>1</sub> : Portée de la paillasse projetée1

L<sub>2</sub> : Largeur du palier1

L<sub>3</sub> : Portée de la paillasse projetée2

L<sub>4</sub> : Largeur du palier2

L : Somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

**III-2.2. Calcul de l'escalier de RDC:**

**III-2.2.1. Pré dimensionnement :** Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par

la formule de " BLONDEL"  $59 \leq g + 2h \leq 64$  [cm]

$$\begin{cases} nxh = H \\ (n-1)g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - (2H+1+64)n + 2H = 0$$

La résolution de l'équation de 2<sup>ème</sup> degré nous donne n.

**Volée1 :**

Donc : le nombre de contre marches n = 6

⇒ Le nombre de marches (n-1) = (6-1)=5 marches.

On aura alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17[cm]$$

$$g = \frac{1}{(n-1)} = \frac{150}{5} = 30[cm]$$

Vérification de la relation de BLONDEL.

$$59 \leq 2h + g \leq 64 [cm] \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 2h + g \leq 64[cm] \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**Volée2 :**

Donc : le nombre de contre marches n = 9

⇒ Le nombre de marches (n-1) = (9-1)=8 marches.

On aura alors :

$$h = \frac{H}{h} = \frac{153}{9} = 17[cm]$$

$$g = \frac{1}{(n-1)} = \frac{240}{8} = 30[cm]$$

Vérification de la relation de BLONDEL.

$$59 \leq 2h + g \leq 64 [cm] \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 2h + g \leq 64[cm] \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**III-2.2.2. Pré dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation  $L/30 \leq e_p \leq L/20$ .

Avec  $L_0$  : longueur du palier et de la paillasse.

**volée1 :**

$$\operatorname{tga} = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \quad \Rightarrow a = 34.21^\circ$$

$$\operatorname{Cosa} = \frac{L_1}{L} \quad \Rightarrow L = \frac{L_1}{\operatorname{cosa}} = \frac{150}{\cos 34.12} = 181.38[cm]$$

$$L = L + L_1 = 181.38 + 120 = 301.38[cm]$$

**Volée2 :**

$$tga = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \Rightarrow a = 32.52^\circ$$

$$Cos a = \frac{L_2}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_2}{\cos a} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63 [cm]$$

$$L = L' + L_2 = 284.63 + 0.55 = 339.63 [cm]$$

L' : longueur réelle de la pailleasse.

$$\frac{339.63}{30} \leq e_p \leq \frac{339.63}{20}$$

$$11.32 \leq e_p \leq 16.98 [cm]$$

On opte pour  $e_p = 17 [cm]$

**a) Charges et surcharges**

**La volée :**

Poids des marches..... 25 x 0,17 / 2 = 2,12 KN /m<sup>2</sup>

Poids de la pailleasse..... 25 x 0,17 / cos 32.52 = 5,04 KN/m<sup>2</sup>

Poids des revêtements..... 0.36+0.44+0.2+0.2 = 1,20 KN/m<sup>2</sup>

Poids des gardes corps..... = 0,20 KN/m<sup>2</sup>

---


$$G = 8,56 \text{ KN/m}^2$$

**Le palier :** Poids de la dalle..... 0,17 x 25 = 4,25KN/m<sup>2</sup>

Poids des revêtements..... = 1,24KN/m<sup>2</sup>

---


$$G = 5,49 \text{ KN/m}^2$$

**c)- Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2.5 [KN/m^2]$$

**d)- Combinaison de charge :**

$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la pailleasse: } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.56 + 1.5 \times 2.5) = 15.30 [KN / m^2] \\ \text{le palier1: } q_u = 1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 2.5 = 11.16 [KN / m^2] \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la pailleasse: } q_s = G + Q = 8.56 + 2.5 = 11.06 [KN / m^2] \\ \text{le palier1: } q_s = 5.49 + 2.5 = 8.00 [KN / m^2] \end{cases}$$

-Pour la détermination des efforts et les moments, on utilise le logiciel ETABS :

**III-2.3. Calcul à l'ELU :**

*NB* : le calcul se fera pour une bande de 1 [m].

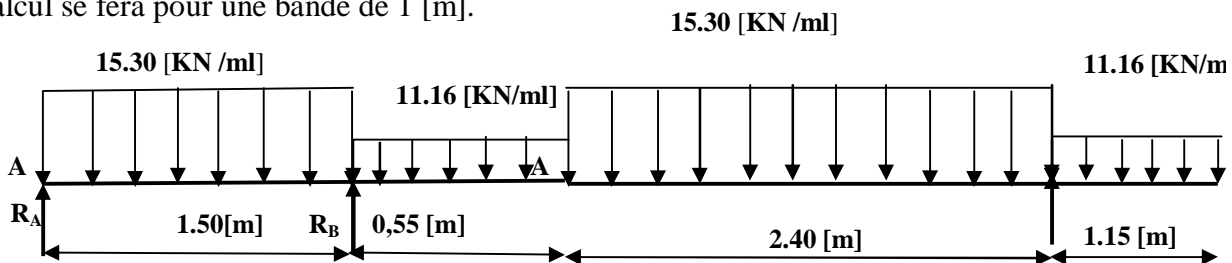


Fig.III-2-2 Schéma statique de l'escalier à l'ELU

2

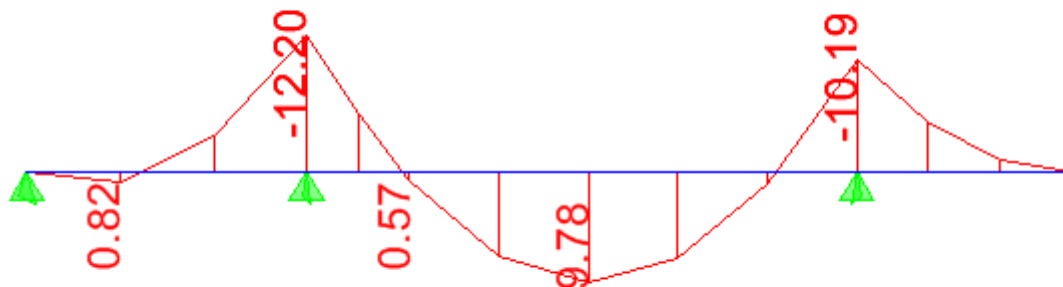


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

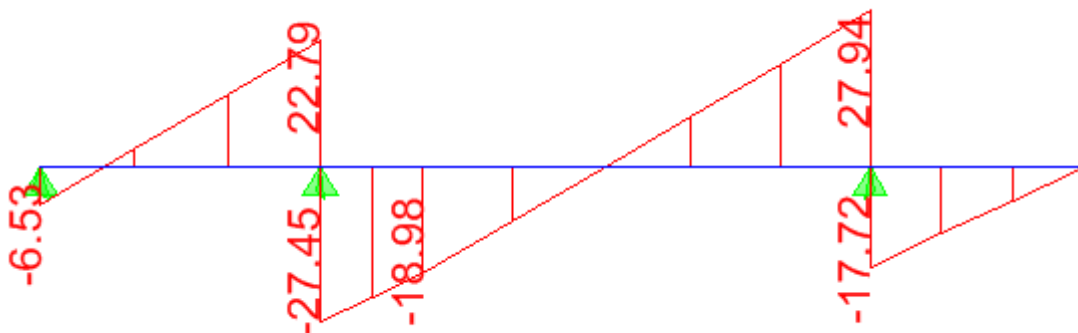


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

**III-2.3.1 .Calcul des armatures**

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

**1. Armatures principales :**

**a. Aux appuis :**

$$d = 15\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; c = 2\text{cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{qg_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$m_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.20 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.038 .$$

$$m_a = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow b = 0.980 .$$

⇒ La section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap}=0$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d \cdot s_{st}} = \frac{12.20 \times 10^3}{0.980 \times 15 \times 348} = 2.38 [\text{cm}^2].$$

On opte pour 4HA12 = 4,51[cm<sup>2</sup>]. Avec  $S_t = 25[\text{cm}]$ .

**b. En travée**

Armatures principales :

$$m = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.78 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$m = 0.031 < m_l = 0.392 \rightarrow b = 0.984$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{b \cdot d \cdot s_{st}} = \frac{9.78 \times 10^3}{0.981 \times 15 \times 348} = 1.9 [\text{cm}^2].$$

On opte pour : 4HA12 = 4.51cm<sup>2</sup>. Avec :  $S_t = 25 [\text{cm}]$ .

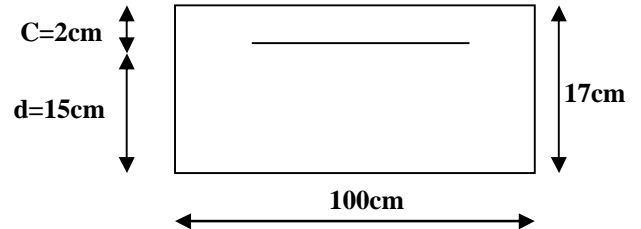
**2. Armatures de répartition :**

**a. Sur appuis :**  $A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,12 [\text{cm}^2].$

On opte pour : 6HA10/ml = 4,51[cm<sup>2</sup>]. Avec  $S_t = 15[\text{cm}]$ .

**b. En travée :**  $A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,12 \text{cm}^2 .$

On opte pour : 6HA10/ml = 4,71[cm<sup>2</sup>]. Avec  $S_t = 15[\text{cm}]$ .



**III-2.3.2. Vérifications à l'ELU :****a. Espacement des armatures**

(BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

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

**b. Armatures principales :**  $S_t \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33[\text{cm}]$  .

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \leq 33[\text{cm}] \\ \text{En travée : } S_t = 25 \leq 33[\text{cm}] \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

**c. Armatures secondaires :**  $S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = 45[\text{cm}]$ ,

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 15 \leq 45[\text{ cm}] \\ \text{En travée : } S_t = 15 \leq 45 [\text{cm}] \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

**d. Condition de non fragilité :**

(BAEL 91/ Art A.4.2.1)

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81[\text{cm}^2]$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{ap}} = 4,51 \text{ cm}^2 > 1.81 [\text{cm}^2] \\ \text{En travées : } A_{\text{tr}} = 4,51 \text{ cm}^2 > 1.81 [\text{cm}^2] \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

**e. Vérification à l'effort tranchant :** (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art.A.5.2.1,}$$

211)

$$t_u = \frac{27.94 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0,18[\text{MPa}]$$

$$\left. \begin{array}{l} t_u = 0,18[\text{MPa}] \\ \bar{\tau}_u = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 [\text{MPa}] \end{array} \right\} \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

**f. Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :**

(Art A6.1.3,

BAEL 91).

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15[\text{MPa}]$ .

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot p \cdot f = 4 \times 3.14 \times 12 = 150,72[\text{mm}].$$

$$t_{se} = \frac{27,94 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 150,72} = 1,37[\text{MPa}].$$

$$t_{se} = 1,37[MPa] < \bar{t}_{se} = 3.15[MPa]$$

Condition vérifiée.

**g. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

**1. Influence sur le béton :**

(BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :} \quad a = 0.9d = 13.50[cm]$$

$$T_u = 27,94 \leq 0.4 \times 100 \times 13.50 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 27,94 [KN] < 900[KN] \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2. Influence sur les armatures inférieures**

(BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow$$

$$4,51 \geq (27,94 \times 10^3 + \frac{12.20 \times 10^6}{0.9 \times 150}) \frac{1.15}{400} = 340,14[mm^2]$$

$$A_s = 4,51 [cm^2] > 3,40[cm^2] \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**H. Ancrage des barres aux appuis :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 MPa$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 [MPa]$$

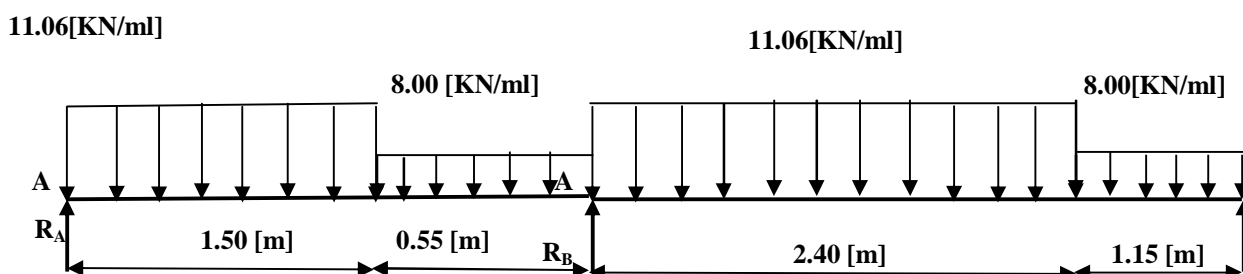
$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.2 l[cm]. \text{ On prend } l_s = 40[cm].$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend  $l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 40 = 16[cm]$ .

Pour HA FeE400

(Art.6.1.2.2, BAEL 91).

**III-2.3.3. Calcul à l'ELS :**



FigIII 2-3 Schéma statique de l'escalier à l'ELS

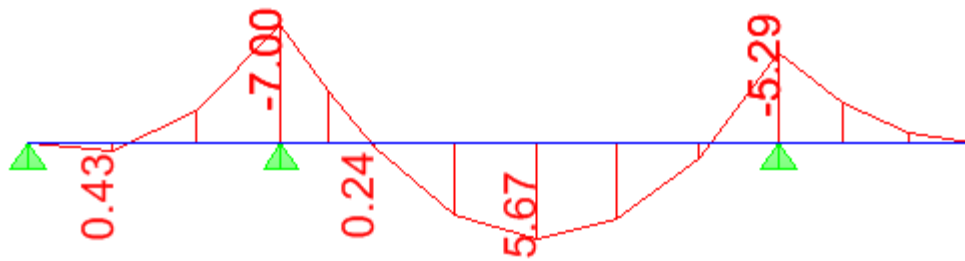


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

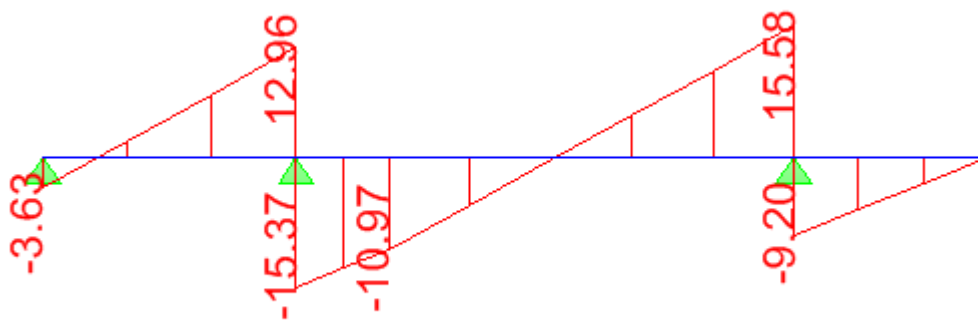


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

### III-2.3.4. Vérifications :

**a) Etat limite d'ouverture des fissures**

(BAEL 91/Art

A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

**b) Etat limite de déformation** (BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

$h$  : Hauteur de la paillasse

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

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$A$  : Section d'armature en travée.

$$\frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

$M_0$  : Moment max isostatique.

### 1. Vérification

$$h = 17 \text{ [cm]} \quad ; \quad L = 355 \text{ [cm]} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 4.51 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$M_{\text{str}} = 5.67 \text{ [KN m]} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ [Mpa]}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{355} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

### 2. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{f_v}} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec :  $M_s$  : Moment maximal en travée (à l' ELS).

$f_v$  : Flèche due aux déformations de longue durée.

$E_v$  : Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c_{28}}} = 10818,86 \text{ [N / mm}^2\text{]}$$

$I_{f_v}$  : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n = 15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

$\bar{f}$  : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5[m].

(BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ [cm]}$$

### 3. Calcul du moment d'inertie $I_0$

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec} \quad S_{xx} : \text{Moment statique.}$$

$B_0$  : Section homogène.

$$B_0 = b.h + n A_{\text{utr}} = 100 \times 17 + 15 \times 4.51 = 1767.65 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### 4. Moment statique de la section homogénéisé :

$$S = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 4.51 \times 15 = 15464.75 \text{ [cm}^3\text{].}$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = 8.75 \text{ [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.75 = 8.25 \text{ [cm]}$$

$$V_A = V_2 - C = 8.25 - 2 = 6.25 \text{ [cm]}$$

$$\text{avec } I_{IV} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{ts} (V_A)^2$$

$$I_{IV} = \frac{100}{3} (8.75^3 + 8.25^3) + 15 \times 4.51 \times (6.25)^2 = 43690.49 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\text{AN: } f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq f \Rightarrow \frac{5,67 \cdot 10^6 \times (3550)^2}{10 \times 10818.86 \times 43690,49 \cdot 10^4} = 1.51 \text{ [mm]} = 0.151 \text{ cm} < 0.71 \text{ [cm]}$$

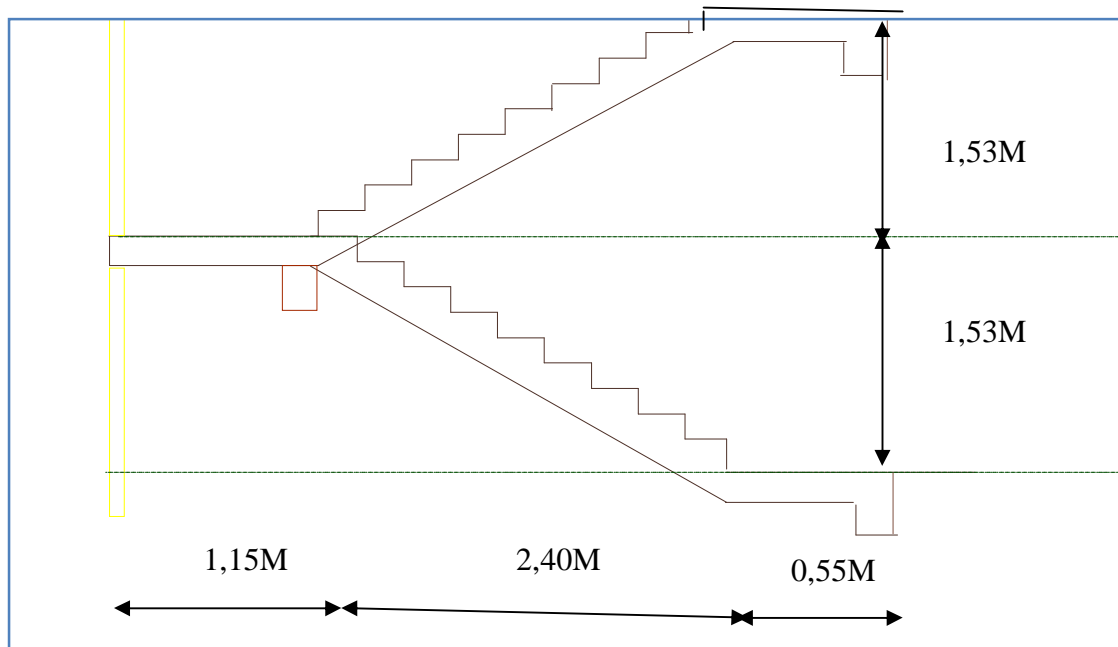
⇒ Condition vérifiée

**III.3 Calcul des escaliers( étage courant) :**

Les escaliers sont en béton armé coulé sur place. Ils sont constitués de paillasse et paliers, assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques de longueur 1mètre.

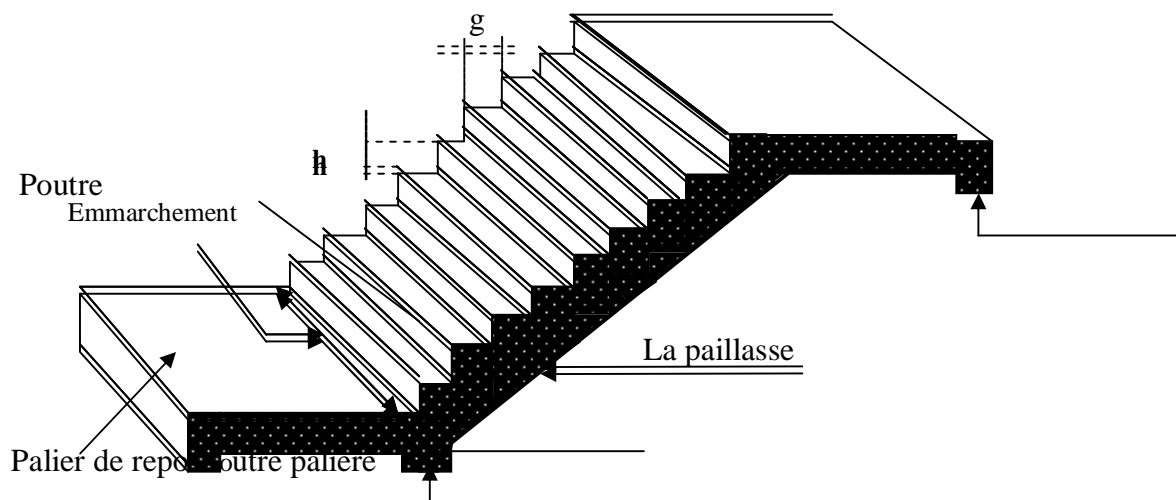
**III-3.1 Escalier droit :**

Il est composé de 02 volées au niveau d'étage.



REMARQUE : Les deux volées sont identiques alors nous allons étudier une seulement .

**Fig III-3-1 : Schéma d' escalier :**



### Chapitre III Calcul des éléments

#### Terminologie :

g : Giron

H : Hauteur de la volée

h : Hauteur de la contre marche

L : La longueur de la contre marche

#### III-3-2 Calcul de l'escalier:

##### a) Pré dimensionnement :

##### - pour l'étage courant:

Le pré dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

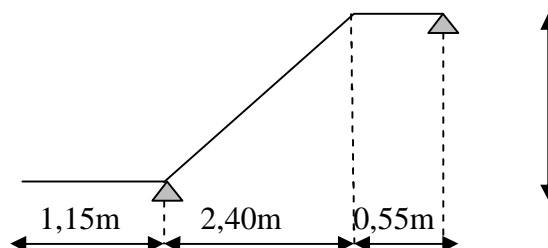
$$\begin{cases} n \cdot h = H \\ (n - 1)G = L \\ 2h + G = 64 \end{cases}$$

1,53m

On prend la hauteur des marches **h : 17cm**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marches}$$

On prend **g : 30cm**



##### On aura :

n = 9 contres marches

m = (n-1) = (9-1) = 8 marches

m = 8 marches

##### b) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Soit « e<sub>p</sub> » épaisseur de la paillasse et du palier donné par :

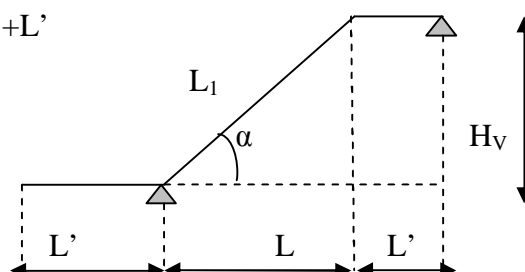
$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

avec

L<sub>0</sub> : Portée de la travée entre deux appuis L<sub>0</sub> = L<sub>1</sub> + L'

L : Longueur projetée de la paillasse

L<sub>1</sub> : Longueur réelle de la paillasse.



### Chapitre III Calcul des éléments

$$\operatorname{tg} a = \frac{H_v}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow a = 32,52^\circ$$

$$\cos a = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos a} = \frac{240}{\cos 32,52} = 284,63 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L' = 284,63 + 55 = 339,63 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{339,63}{30} \leq ep \leq \frac{339,63}{20} \Rightarrow 11,32 \text{ cm} \leq ep \leq 17,00 \text{ cm}$$

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

#### III-3-3) Détermination des sollicitations de calcul

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

##### a) Charges et surcharges

**La volée :**

Poids des marches.....	25 x 0,17 / 2 = 2,12 KN / m <sup>2</sup>
Poids de la paillasse.....	25 x 0,17 / cos 29,53 = 4,88 KN / m <sup>2</sup>
Poids des revêtements.....	0,36 + 0,44 + 0,2 + 0,2 = 1,20 KN / m <sup>2</sup>
Poids des gardes corps.....	. = 0,20 KN / m <sup>2</sup>
	<u>G = 8,40 KN / m<sup>2</sup></u>

**Le palier :** Poids de la dalle..... 0,17 x 25 = 4,25 KN / m<sup>2</sup>  
Poids des revêtements..... = 1,24 KN / m<sup>2</sup>

$$G = 5,49 \text{ KN / m}^2$$

Mur en simple cloison :  $G_3 = 1,30 \times 1,33 = 1,73 \text{ KN / ml}$

Surcharges d'exploitation ..... Q = 2,5 KN / m<sup>2</sup>

##### b) Combinaisons des charges

$$E L U : \quad q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1$$

$$\text{La volée : } q_u = (1,35 \times 8,40 + 1,5 \times 2,5) = 15,10 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Le palier : } q_u = (1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,16 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Mur en simple cloison : } q_{u3} = (1,35 \cdot G_3) = 1,35 \times 1,73 = 2,33 \text{ KN}$$

$$E L S : \quad q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{La volée : } q_s = (8,40 + 2,5) \times 1 = 10,90 \text{ KN / ml}$$

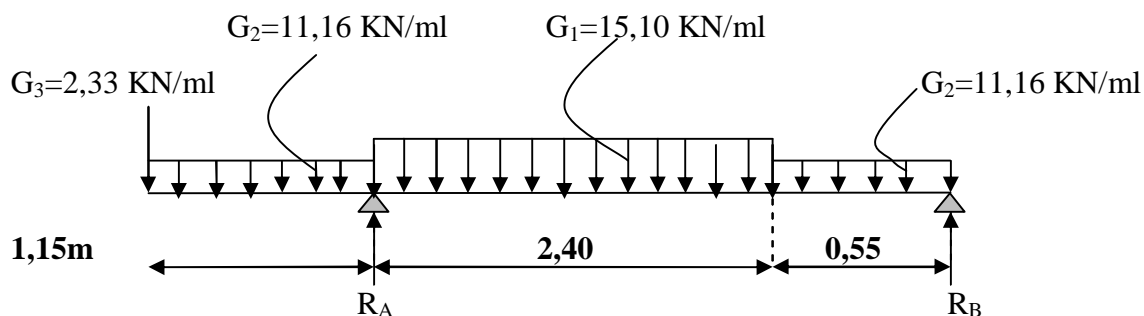
$$\text{Le palier : } q_s = (5,49 + 2,5) \times 1 = 8,00 \text{ KN / m}$$

### Chapitre III Calcul des éléments

**Mur en simple cloison :**  $q_{s3} = G_3 = 1,73 \text{ KN}$

#### III-3-4 Calcul à l'E.L.U :

A l'E.L.U, le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.



figIII-3-2 schéma statique à l'ELU:

$$R_A = 40,64 \text{ KN}$$

$$R_B = 16,90 \text{ KN}$$

#### Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

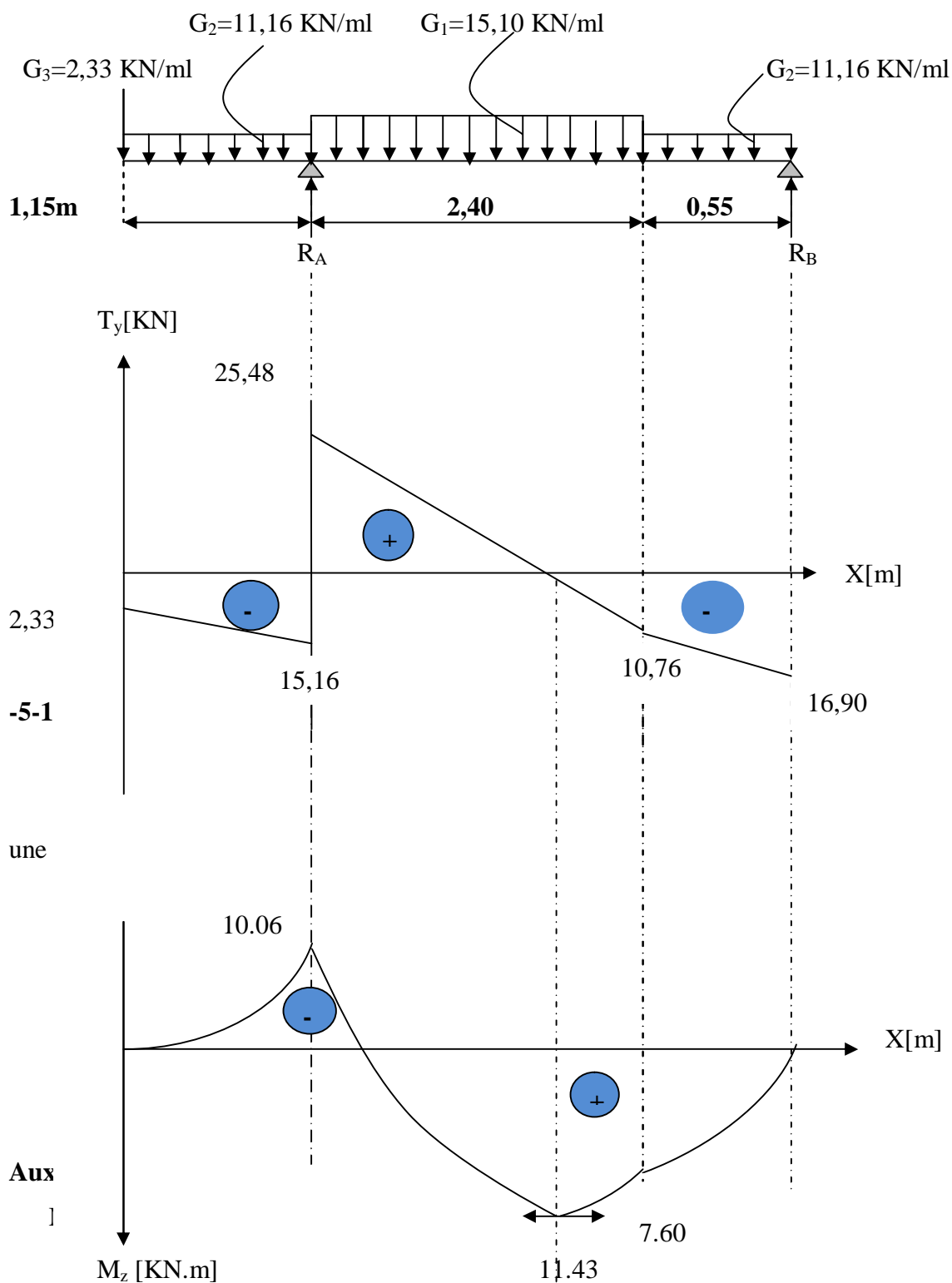
Tronçons [m]	Expressions	X [m]	Ty [KN]
$0 \leq x \leq 1,15$	$-2,33 - 11,16x$	0	-2,33
		1,15	-15,16
$1,15 \leq x \leq 3,55$	$42,84 - 15,10x$	1,15	25,48
		3,55	-10,76
$3,55 \leq x \leq 4,1$	$28,86 - 11,16x$	3,55	-10,76
		4,1	-16,90

#### Moments fléchissant :

Tronçons [m]	Expressions	X [m]	Mz [KN.m]
$0 \leq x \leq 1,15$	$-5,58x^2 - 2,33x$	0	0
		1,15	-10,06
$1,15 \leq x \leq 3,55$	$-7,55x^2 + 42,84x - 49,34$	1,15	-10,06
		3,55	07,60
$3,55 \leq x \leq 4,1$	$-5,59x^2 + 28,86x - 24,44$	3,55	07,60
		4,1	0

$$T_y = 0 \Leftrightarrow x = 2,84 \text{ m}, \text{ On a: } M_z(2,84) = 11,43 \text{ KNm}$$

**III-3-3 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:**



$m_b = 0,011 \Rightarrow b = 0,995$

### Chapitre III Calcul des éléments

$$A_u^a = \frac{M_{ua}}{bdS_{st}} = \frac{3,43 \cdot 10^2}{0,995 \times 15 \times 34,8} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12/ml = 4,51 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 25cm**.

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \cdot M(z)_{\max} = 0,85 \times 11,43 = 9,71 \text{ KNm}$$

$$m_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{9,71 \times 10^6}{10^3 \times 150^2 \times 14,2} = 0,03 \leq m_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,03 \Rightarrow b = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{bdS_s} = \frac{9,71 \cdot 10^2}{0,985 \times 15 \times 34,8} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12/ml = 4,51 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **St = 25cm**.

**Armatures de répartition:**

**Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_u^a}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

**En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

**A-5-2 Les vérifications à l'E.L.U :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_u^a = 4,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**En travée :**  $A_{st} = 4,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Ecartement des barres :**

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

**Armatures principales :**  $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$

**Appui :**  $25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Travée :**  $25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### Chapitre III Calcul des éléments

**Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$

**Appui :**  $25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Travée :**  $25\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

On doit vérifier que :  $t_{se} \leq \bar{t}_{seu}$

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

$$t_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

avec :  $\Psi_s = 1,5$  pour les barres de hautes adhérences

$$\sum U_i = n \cdot p \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{25,48 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 150,72} = 1,25 \text{ MPa}$$

$t_{se} < \bar{t}_{seu} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $t_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{t}_u$

$$t_u = \frac{25,48 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0,17 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{t}_u = \min\left(\frac{0,2}{g_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$t_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification de l'ancrage des barres :**

$$t_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 t_s} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

### Chapitre III Calcul des éléments

$$l_s = 42\text{cm}$$

#### **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$\bar{V}_u^{\max} \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / g_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$\bar{V}_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 15 \times 100 \times 2,5 / 1,5 = 900\text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 25,48 \text{ KN} < \bar{V}_u = 900\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_u^a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^a + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$$

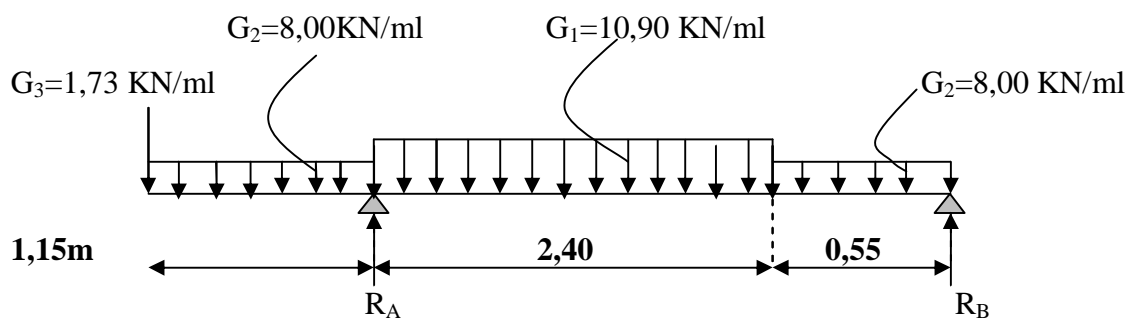
$$\text{Avec : } M_u^a = -10,06 \text{ KNm}$$

$$A_u^a \geq \frac{1,15}{400} \left( 25,48 \times 10^3 - \frac{10,06 \cdot 10^6}{0,9 \times 150} \right) = -140,98$$

$$\text{On a : } \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$$

Aucune vérification n'est nécessaire.

#### **III-3-5 Calcul à l'E.L.S :**



**figIII-3-4 Schéma statique à l'ELS:**

#### **Réactions d'appuis :**

$$R_A = 29,27 \text{ KN}$$

$$R_B = 12,22 \text{ KN}$$

#### **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

Tronçons [m]	Expressions	X [m]	Ty [KN]
--------------	-------------	-------	---------

**Chapitre III Calcul des éléments**

<b><math>0 \leq x \leq 1,15</math></b>	-1,73-8x	0	-1,73
		1,15	-10,93
<b><math>1,15 \leq x \leq 3,55</math></b>	-10,90x+30,87	1,15	18,33
		3,55	-7,82
<b><math>3,55 \leq x \leq 4,1</math></b>	-8x+20,58	3,55	-7,82
		4,1	-12,22

**Moments fléchissant :**

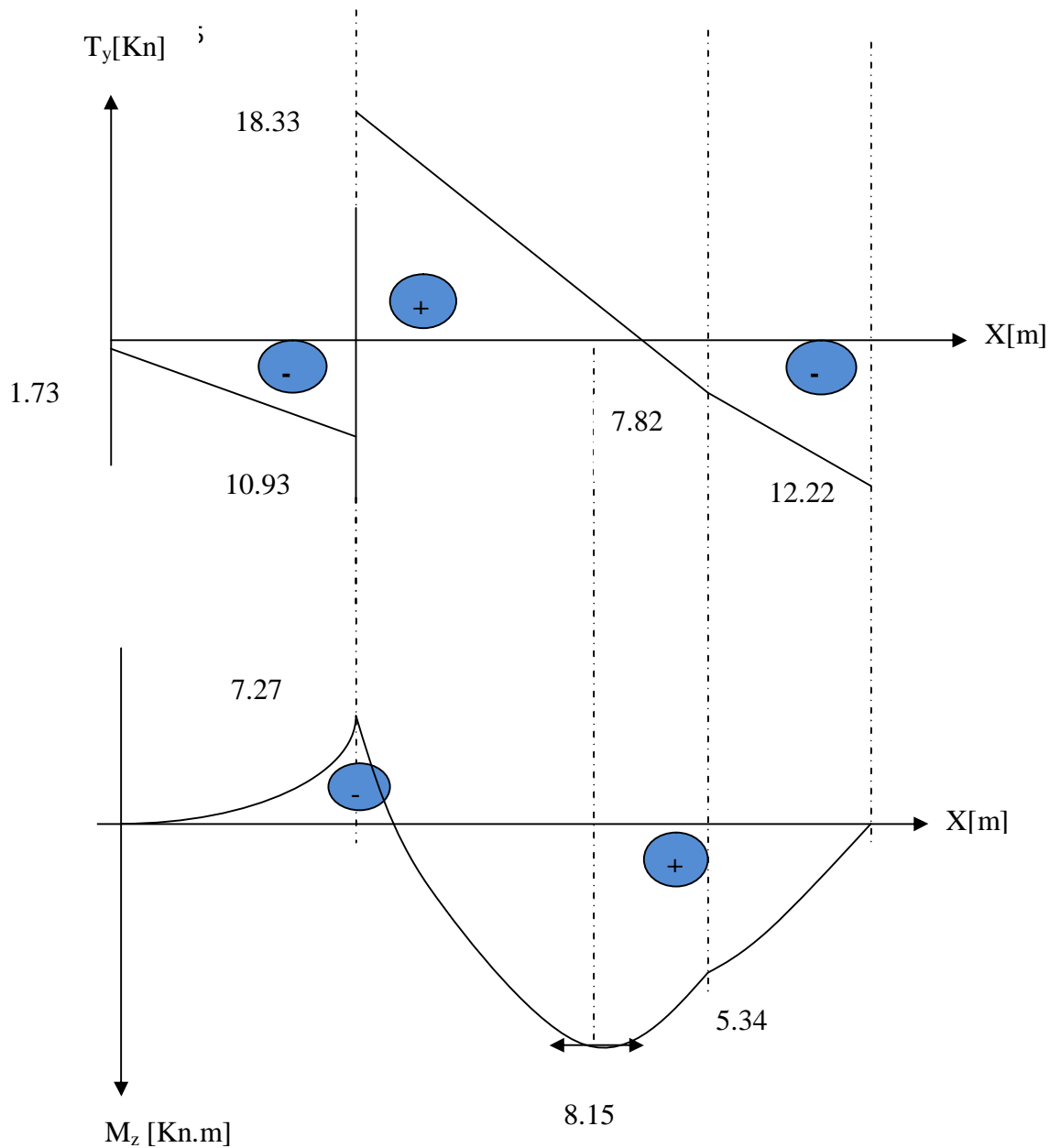
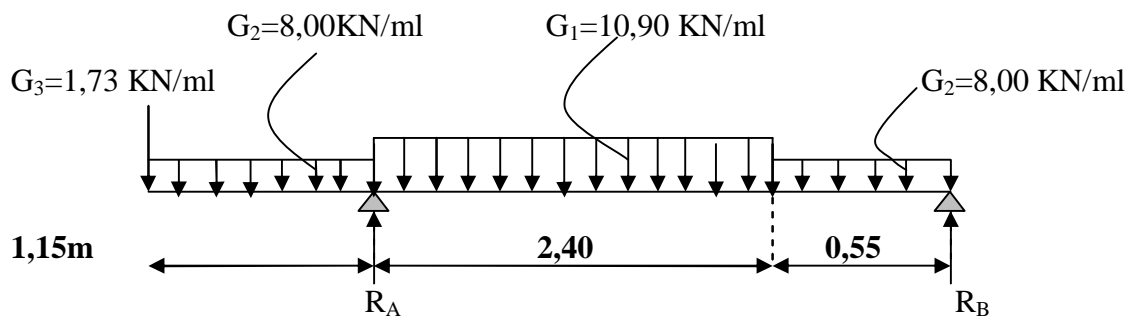
Tronçons [m]	Expressions	X [m]	Mz [KNm]
<b><math>0 \leq x \leq 1,15</math></b>	$-4x^2-1,73x$	0	0
		1,15	-7,27
<b><math>1,15 \leq x \leq 3,55</math></b>	$-5,45x^2+30,87x-35,56$	1,15	-7,27
		3,55	5,34
<b><math>3,55 \leq x \leq 4,1</math></b>	$-4x^2+20,58x-17,30$	3,55	5,34
		4,1	0

$$T_y=0 \Leftrightarrow x = 2,83 \text{ m}$$

$$\text{On a: } M_z(2,83) = 8,15 \text{ KNm}$$

**III-3-5) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS:**

**Chapitre III Calcul des éléments**



### Chapitre III Calcul des éléments

#### III-3-6 Vérification à l'E.L.S :

##### A l'état limite d'ouverture des fissurations :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

##### A l'état limite de compression du béton :

On doit vérifier que :  $s_{bc} = K s_{st} \leq \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

##### En appui :

$$M_a = -0,3M_{z_{\max}} = -0,3 \times 7,27 = -2,18 \text{ KNm}$$

$$r_1 = \frac{100.A_u^a}{b.d} = \frac{100 \times 4,51}{100 \times 15} = 0,301$$

$$r_1 = 0,301$$

$$b_1 = 0,914$$

$$a_1 = 0,256$$

$$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = 0,023$$

$$s_{st} = \frac{M_{sa}}{b_1.d.A} = \frac{7,27 \times 10^6}{0,914 \times 150 \times 451} = 117,6 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,023 \times 117,60 = 2,73 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### En travée :

$$M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 0,85 \times 8,15 = 6,92 \text{ KNm}$$

$$r_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 4,51}{100 \times 15} = 0,301$$

$$r_1 = 0,301$$

$$b_1 = 0,914$$

$$a_1 = 0,256$$

$$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = 0,023$$

$$s_{st} = \frac{M_{st}}{b_1.d.A_{st}} = \frac{8,15 \times 10^6}{0,914 \times 150 \times 451} = 131,84 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_s = 0,023 \times 131,84 = 3,07 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

### Chapitre III Calcul des éléments

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

$M_t$  : Moment en travée.

$M_0$  : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{17}{295} = 0,057 \quad \text{p} \quad \frac{1}{16} = 0,06$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,057 \quad \text{p} \quad \frac{8,15}{10 \times 11,85} = 0,068 \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10,90 \times 2,95^2}{8} = 11,85 \text{ KNm}$$

$$3) \frac{A}{b.d} = \frac{451}{1000 \times 150} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

#### **Conclusion :**

La condition 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

#### **Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh + 15(A_1 + A_2) \quad \text{Avec } A_2 = 0$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15(4,51 + 0) = 1767,65 \text{ cm}^2$$

#### **Moment statique de la section homogénéisée:**

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 C_1 + A_2 C_2)$$

$$S_{/xx} = \left[ \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 4,51 \times 2 \right] = 14585,3 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{14585,3}{1767,65} = 8,25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,25 = 8,75 \text{ cm}$$

#### **Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_1(V_1 - C_1)^2 + A_2(V_2 - C_2)^2] \quad A_2 = 0$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(8,25^3 + 8,75^3) + 15[4,51(8,75 - 2)^2] = 44130,22 \text{ cm}^4$$

### Chapitre III Calcul des éléments

**Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{5q_s l^4}{384E_v I_0}$$

$E_v = 10818,87\text{MPa}$        $E_v$  : module de déformation longitudinale différée du béton

$$F = \frac{5 \times 10,90 \times (295)^4}{384 \times 1081,887 \times 44130,22 \times 10^2} = 0,22\text{cm}$$

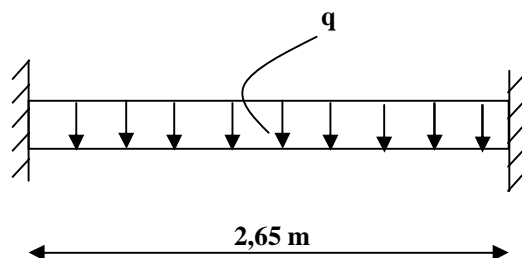
$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{295}{500} = 0,60\text{cm}$$

**$F = 0,22\text{cm} < \bar{F} = 0,60\text{cm}$**        $\Rightarrow$       Condition vérifiée



**III-4 Etude de la poutre palière :**

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier d'étage courant. Elle est semi encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 2,65m.



**III-4.1 Pré dimensionnement :**

- **La hauteur :**

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

Tel que :

$h_p$  : La hauteur de la poutre.

L : La portée libre de la poutre.

D'où :  $\frac{265cm}{15} \leq h_p \leq \frac{265cm}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 17,66cm \leq h_p \leq 26,5cm$

On prend :  **$h_p = 30cm$**

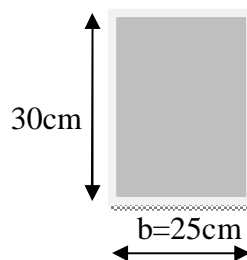
- **La largeur de la poutre :**

$$0,4 \cdot h_p \leq b \leq 0,7 \cdot h_p$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12cm \leq b \leq 21cm$$

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



**Recommandation du RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h_p}{b} \leq 4 \\ \text{D'où : } \frac{h_p}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées.

**III-4.2 Détermination des charges et surcharges :**

La poutre palière sera sollicitée par ;

Son poids propre  $G = 0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

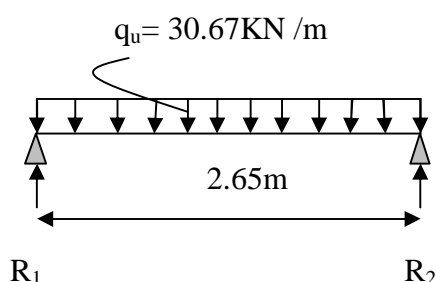
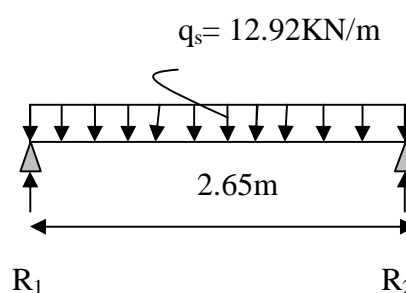
**Réactions du palier :**

$$\text{L'ELU: } T_u = 40,64 \text{ KN(RA)} \quad \text{L'ELS: } T_s = 29,27 \text{ KN}$$

**III-4.3 Combinaison de charges et surcharges :**

$$\text{L'ELU: } q_u = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35 \times 1,875 + \frac{2 \times 40,64}{2,65} = 30,67 \text{ KN/m}$$

$$\text{L'ELS: } q_s = G + \frac{T_s}{L} = 1,875 + \frac{29,27}{2,65} = 12,92 \text{ KN/m}$$

**III-4-1** Schéma statique à l'ELU**III-4-2** Schéma statique à l'ELS**Moment fléchissant et l'effort tranchant :****L'ELU :**

$$\text{Réactions d'appuis: } R_1 = R_2 = \frac{q_u L}{2} = \frac{30,67 \times 2,65}{2} = 40,63 \text{ KN}$$

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{30,67 \times 2,65^2}{8} = 27,00 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 27,00 = -8,10 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 27,00 = 23,00 \text{ KNm}$$

**L'ELS :**

$$\text{Réactions d'appuis: } R_1 = R_2 = \frac{q_s L}{2} = \frac{12,92 \times 2,65}{2} = 17,12 \text{ KN}$$

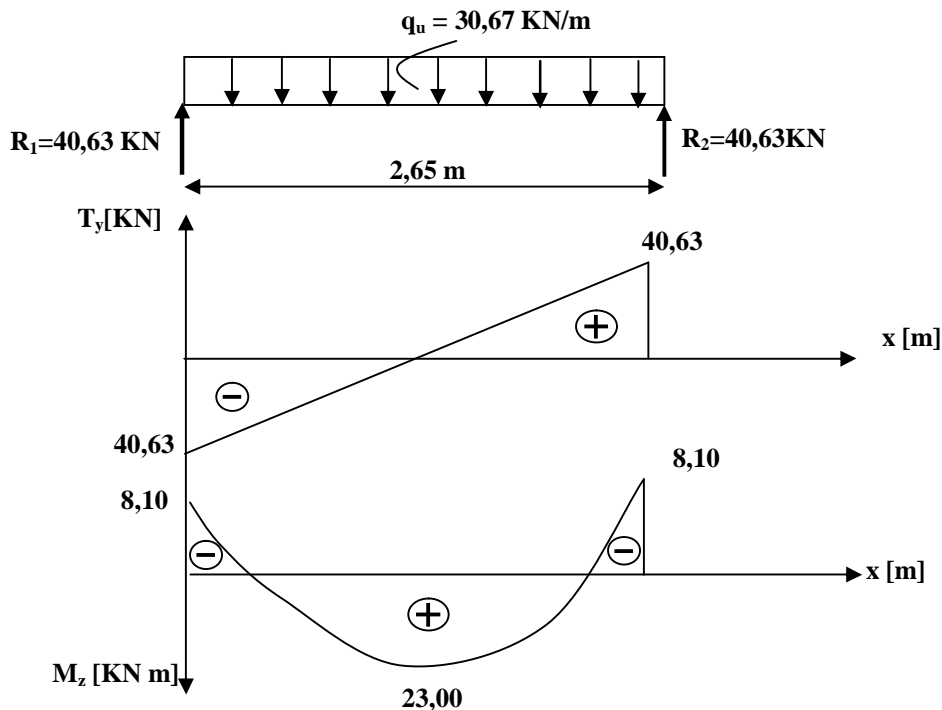
$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{12,92 \times 2,65^2}{8} = 11,34 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 11,34 = -3,40 \text{ KNm}$$

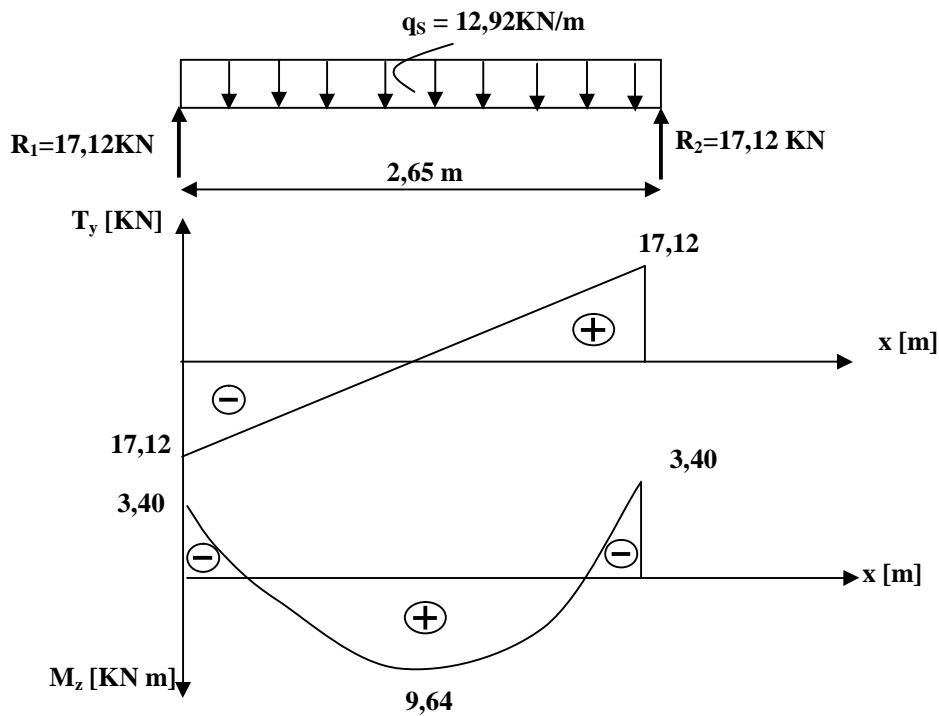
$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 11,34 = 9,64 \text{ KNm}$$

III-4-3 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

L'ELU :



L'ELS :



**III-4.4 Calcul à l'ELU :****Calcul des armatures longitudinales :****Aux appuis:**

$$m_b = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{6c}} = \frac{8,10 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,029 \leq m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé).}$$

$$m_b = 0,029 \quad \Rightarrow \quad b = 0,985$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{bd s_{st}} = \frac{8,10 \times 10^2}{0,985 \times 28 \times 34,8} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>**

**En travées :**

$$m_b = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{6c}} = \frac{23,00 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,083 \leq m_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,166 \quad \Rightarrow \quad b = 0,957$$

$$A_{st} = \frac{M_t^u}{bd s_{st}} = \frac{23,00 \times 10^2}{0,957 \times 28 \times 34,8} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 = 3,38 cm<sup>2</sup>**

**NB :** Selon le RPA99 le pourcentage total minimale des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute section.

$$\begin{aligned} \text{D'où :} \quad & 2,35 + 3,38 = 5,73 \text{ cm}^2 \\ & 0,5 \frac{bh}{100} = 0,5 \times \frac{25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Donc :  $5,73 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2$

**Calcul des armatures transversales :****Le diamètre :**

$$\begin{aligned} \Phi_t &\leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} \\ \Phi_t &\leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; \frac{25}{10} ; 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; **A<sub>t</sub> = 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

**Espacement :**

$$* S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 28 ; 40) = 25,2\text{cm}$$

$$* S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 25} = 80,4\text{cm}$$

$$* S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(t_u - 0,3f_{t28})} \quad \text{tel que : } t_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$t_u = \frac{40,63 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 2,01 \times 400}{25(0,58 - 0,3 \times 2,1)} = -514,56\text{cm}$$

$$S_t = \min (25,2\text{cm}; 80,4\text{cm}; -514,56\text{cm}) = 25\text{cm}$$

**Selon le RPA 99 version 2003 :****Appuis (Zone nodale) :**

$$\Phi_l \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right)$$

$$\Phi_l \leq \min \left( \frac{30}{4} ; 12 \times 1,2 \right) = 7,5\text{cm}$$

Soit : **St = 7cm**

**En travée (Zone courante) :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

Soit : **St = 15cm**

- Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Exigence vérifiée}$$

**III-4.5 Vérification :**

- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_t = 3,38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :  $t_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{t}_u$

tel que :

$$\bar{t}_u = \min\left(\frac{0,2}{g_b} f_{c28} ; 5MPa\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$$t_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

$$\text{On a : } 0,4 \frac{f_{c28}}{g_b} 0,9d.b = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 28 \times 25 = 420 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 40,63 \text{ KN} < 420 \text{ KN}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a^u \geq \frac{1,15}{fe} \left( V_a^u + \frac{M_a^u}{0,9d} \right)$$

$$A_a^u \geq \frac{1,15}{40,0} \left( 40,63 - \frac{8,10}{0,9 \times 28} \right) = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_t \geq \frac{b.S_t}{fe} \max\left[\frac{t_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right]$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > \frac{25 \times 7 \times 0,58}{400 \times 2} = 0,12 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres aux appuis :**

$$\sum U_i = n.p.\Phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} = \frac{40,63 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 1,71 \text{ MPa}$$

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

$$t_{se} = 1,71 \text{ MPa} < \bar{t}_{seu} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'ancrage des barres :**

On a :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{t}_{su}}$$

$$\bar{t}_{su} = 0,6 \cdot \Psi_S^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**  $l_s = \frac{400 \times 1,0}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$       on opte :  $l_s = 40 \text{ cm}$

**En travée :**  $l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$       on opte :  $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques, nous adoptons un crochet normal qui sera calculé comme suit :

**Aux appuis :**  $l_r = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$       on prend  $l_s = 20 \text{ cm}$

**En travée :**  $l_r = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$       on prend  $l_s = 20 \text{ cm}$

### III-4.6 Vérification à l'ELS :

- **l'état limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $s_{bc} = K s_{st} \leq \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

**Aux appuis :**

$$M_a = -3,40 \text{ KN m}$$

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_a''}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,336$$

$$r_1 = 0,336$$

$$b_1 = 0,910$$

$$a_1 = 0,272$$

$$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = 0,025$$

$$s_{st} = \frac{M_a^s}{b_1 \cdot d \cdot A_a''} = \frac{3,40 \times 10^6}{0,910 \times 280 \times 235} = 56,78 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_s = 0,025 \times 56,78 = 1,42 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$M_{ts} = 9,64 \text{ KNm}$$

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,38}{25 \times 28} = 0,483$$

$$r_1 = 0,483 \quad \rightarrow \quad b_1 = 0,895 \quad \rightarrow \quad a_1 = 0,317 \quad \rightarrow \quad K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = 0,031$$

$$s_{St} = \frac{M_t^s}{b_1 \cdot d \cdot A_t^u} = \frac{9,64 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 338} = 113,80 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_{St} = 0,031 \times 113,80 = 3,52 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation :**

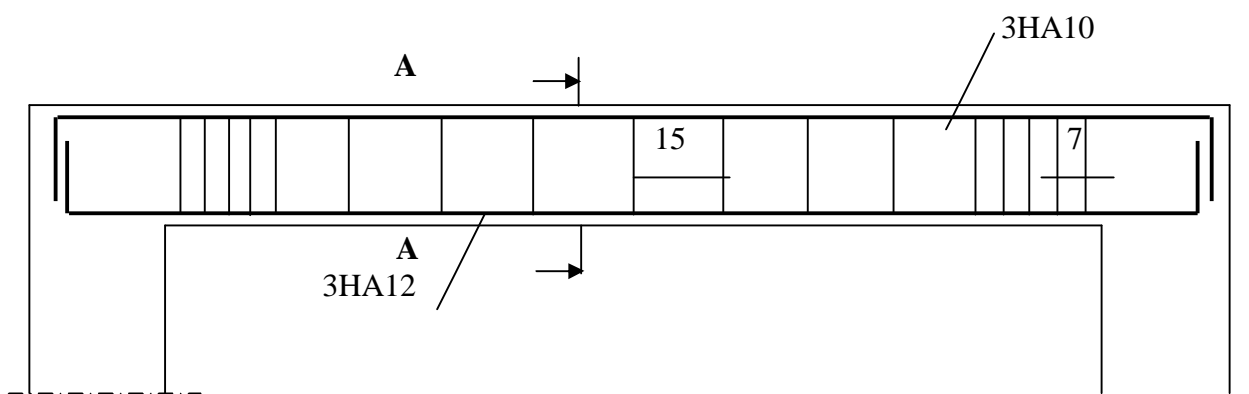
Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad = \frac{30}{265} = 0,11 > 0,062 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{30}{265} = 0,11 > \frac{9,64}{10 \times 11,34} = 0,085 \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,38}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \end{array} \right.$$

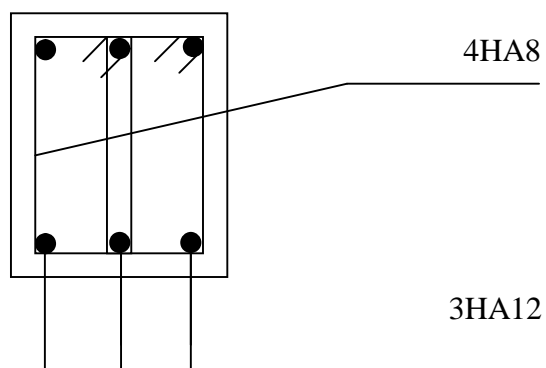
Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**NB :** On adopte la même épaisseur pour l'escalier des étages courants ainsi que la quantité d'armature pour toutes les poutres palières des étages courants et celles de RDC.

**III-4-4 Schéma de ferrailage de la poutre palière :**



**Coupe A-A :**



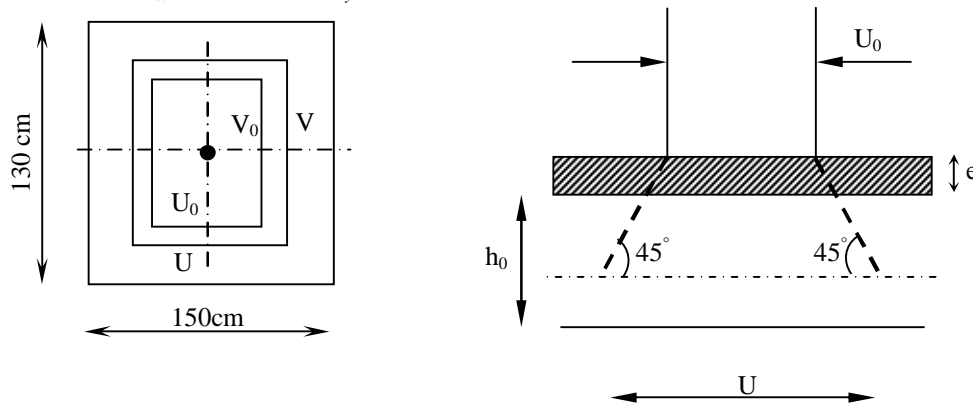
**III-5- Etude de la salle machine :**

Le bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ( $v = 1\text{m/s}$ ), la surface de la cabine est de  $2,24\text{m}^2$ , la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de  $5,7$  tonnes.

**III-5-1 Calcul de la dalle pleine du local :**

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec  $L_x = 1,30\text{ m}$  et  $L_y = 1,50\text{ m}$

**Ø Dimensionnement**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{150}{30} = 5,00\text{ cm}$$

Nous avons la limite minimale de **RPA** qui est de  $12\text{ cm}$ , on opte pour  $h_b = 15\text{ cm}$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$h_0$  : épaisseur de la dalle

$h_r = 5\text{ cm}$ , épaisseur du revêtement

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

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

**1) Evaluation du moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :**

$$M_x = q \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$$M_y = q \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des rapports  $(U/L_x)$  ;  $(V/L_y)$  dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{1,50} = 0,9$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,30} = 0,80$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,50} = 0,7 ; M_1 = 0,065, M_2 = 0,052$$

A L'ELU :  $v = 0$

$$q_u = 1,35Q = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 76,95 \times 0,065 = 5,00 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 76,95 \times 0,052 = 4,00 \text{ KNm}$$

## 2) Evaluation du moment $M_x$ et $M_y$ dus au poids propre de la dalle :

$$r = \frac{L_x}{L_y} = 0,875 \Rightarrow 0,4 < 0,866 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$r = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0458 \\ m_y = 0,778 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN} / m^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,048 \text{ KN} / mL$$

$$M_{x2} = m_x \times q \times L_x^2 = 0,0458 \times 8,048 \times (1,3)^2 = 0,622 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = m_y \times M_{x2} = 0,778 \times 0,622 = 0,484 \text{ KN.m}$$

## 3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,00 + 0,622 = 5,622 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,00 + 0,484 = 4,484 \text{ KN.m}$$

### Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront réduits en leur affectant le coefficient 0,75 en travée , et 0,5 aux appuis.

4) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur. Les résultats du calcul relatif à la détermination du ferrailage, seront résumés dans le tableau ci-après :

zone	Sens	Mu (KN.m)	m <sub>b</sub>	b	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sur appuis	X-X	2,811	0,012	0,994	0,62	1,50	3HA8	20
	Y-Y	2,242	0,010	0,995	0,50	1,50	3HA8	20
En travée	X-X	4,216	0,018	0,991	0,94	1,50	3HA8	20
	Y-Y	3,363	0,014	0,993	0,75	1,50	3HA8	20

5) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

- Armatures inférieures

$$W = W_0 \times \left( \frac{3-r}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec :  $r = \frac{l_x}{l_y} = 0,9$

A<sub>min</sub> : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W<sub>0</sub> : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \left( \frac{3-0,90}{2} \right) = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2$$

- Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_x = 1,50 > A_{\min}$$

$$A_y = 1,50 > A_{\min}$$

**En appuis :**

$$A_x = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

✓ Armatures  $A_x // L_x$  :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

✓ Armatures  $A_y // L_y$  :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

### 6). Vérification à l'ELS :

#### a) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + n M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + n M_1)$$

$q_s = P$  ;  $n = 0,2$  à ELS :

$$M_{x1} = 57 (0,065 + 0,2 \times 0,052) \Rightarrow M_{x1} = 4,298 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 57 (0,052 + 0,2 \times 0,065) \Rightarrow M_{y1} = 3,705 \text{ KN.m}$$

#### b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = m_x \times q_s \times l^2 = 0,0458 \times 5,85 \times (1,3)^2 = 0,453 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = m_y \times M_{x2} = 0,778 \times 0,453 = 0,352 \text{ KN.m}$$

#### c) Superposition des moments :

$$M_x = 4,298 + 0,453 = 4,751 \text{ KN m}$$

$$M_y = 3,705 + 0,352 = 4,057 \text{ KN m}$$

**Remarque :** ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75), et en appui par (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles.

#### d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a  $u = v$ , donc :

Au milieu de  $u$ , on a :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{57}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 18,095 \text{ KN}$$

Au milieu de  $v$  on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{57}{3 \times 1,05} = 18,095 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18,095 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,139 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,139 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**7) Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Sens (X-X) :**

§ Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,104}{2,375} = 1,30$$

$$m_u = 0,012 \rightarrow a = 0,0151$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,30-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40 > a = 0,0151 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

§ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,216}{3,042} = 1,38$$

$$m_u = 0,018 \rightarrow a = 0,0227$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > a = 0,0227 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

- **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28}}{g_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 8,048 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 3150 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III-6) Calcul des planchers :**

**Introduction**

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué de corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

**III-6.1). Calcul de la dalle de compression :**

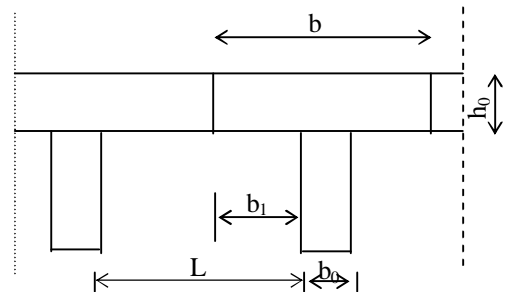
La dalle de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, d'épaisseur elle est armée d'un treillis soudé de nuance TLE 520 .

La poutrelle est calculée comme une poutre en T , d'où la nécessité de définir la largeur efficace de la table de compression.

Cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur  $b_1$  de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre de chaque côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- $b_1 \leq L / 2$  ..... (1)
- $b_1 \leq L / 10$ ..... (2)
- $b_1 \leq 2 / 3 \cdot X$  ..... (3)
- $b \leq (L_1 + L_2) / 40 + 2x/3$  .....(4)



Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

$L_1$ : portée libre de la poutrelle

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

$b_0$  : largeur de la nervure

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression (  $h_0 = 4$  cm )

d : hauteur utile  $d = 18$  cm

c : enrobage  $C = 2$ cm

Donc :

- (1)  $\Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5$  cm
- (2)  $\Rightarrow b_1 \leq 360 / 10 = 36$  cm
- (3)  $\Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (315/2) = 105$  cm

D' où :  $b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65$  cm

**III-6.1.1) Calcul des armatures :**

**1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$A_{\perp} = 4 L / f_e = 4 \cdot 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section  $A = 0,63 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA6 /ml ,  $S_t = 20$ cm

-  $A_{\perp} \geq 200 / f_e$  si  $L \leq 50$ cm

-  $A_{\perp} \geq 4 \cdot L / f_e$  si  $L \leq 80$ cm

Avec  $L = 65$ cm

**2) Armatures parallèles aux poutrelles :**

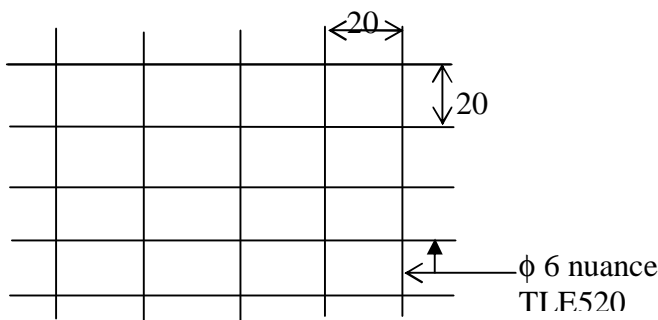
$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2$$

On adopte la même section que précédemment

Soit :  $6\Phi 6 / \text{ml}$  ,  $S_t = 20\text{cm}$

**Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x 6x 200x200) mm<sup>2</sup>.



**III-6.1** Treillis soudé de 20x20 cm

**III-6.2) Calcul de la poutrelle :**

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

**1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section (12x4)cm<sup>2</sup> simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

**Chargement :**

Poids propre .....G = 0,04. 0,12. 25 = 0,12 KN/ml

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

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

**Ferrailage à l'ELU :**

La combinaison de charge à considérer :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

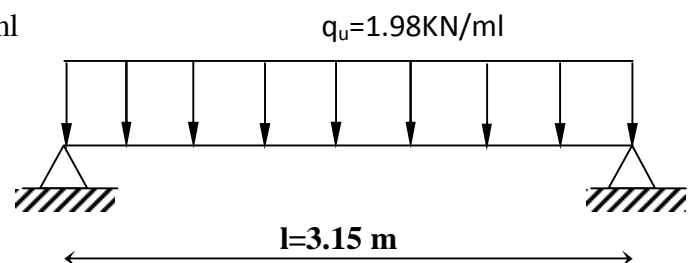
$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,98 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = q_u \cdot L^2 / 8 = 1,98 (3,15)^2 / 8 = 2,45 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = q_u \cdot L / 2 = 1,98 (3,15) / 2 = 3,12 \text{ KN}$$



**Fig. III-6-2** Schéma Statique

**Calcul des armatures :**

$$m_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,45 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14,2} = 1,60 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

**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 aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

**2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire de celle-ci, travaille comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis calcul à l'ELU, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher :  $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation :  $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,34 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 4,59 \text{ KN/ml}$

**III-6.3) Choix de la méthode de calcul :****Méthode forfaitaire :****a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont :

- 1) – la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m<sup>2</sup>

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN} \}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN} < 2 \times 3,614 = 7,228 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- 2) – le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\Rightarrow$  condition vérifiée

- 3) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$L_i / L_{i+1} = 2,72 / 2,90 = 0,94$$

$$L_i / L_{i+1} = 2,90 / 3,10 = 0,93$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,10 / 3,03 = 1,02$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,03 / 3,66 = 0,83$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée

- 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :** les conditions étant toutes, vérifiées donc la méthode forfaitaire est donc applicable.

**b) Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougins art 3III4)**

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

## c) Exposé de la méthode :

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

•  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  dont L longueur entre nus des appuis.

•  $M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

•  $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

•  $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

•  $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire

•  $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

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

-  $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées ;

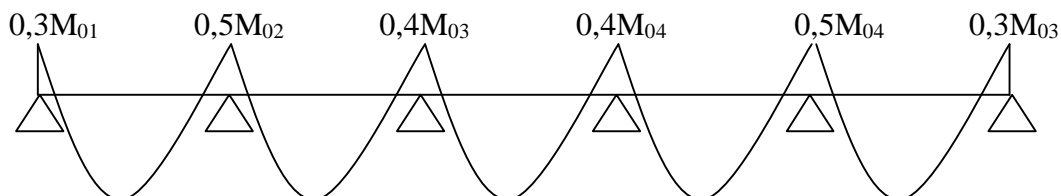
-  $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

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

## d) Application de la méthode

Calcul du rapport de charge  $\alpha$

$$a = \frac{0,975}{0,975 + 3,614} = 0,21$$



$$M_{0I} = 6,34 \times \frac{(2,72)^2}{8} = 5,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{0I} = 5,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 6,34 \times \frac{(2,90)^2}{8} = 6,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 6,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 6,34 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 7,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 6,34 \times \frac{(3,03)^2}{8} = 7,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \max(M_{0III}, M_{0IV}) = 7,62 \text{ KN.m}$$

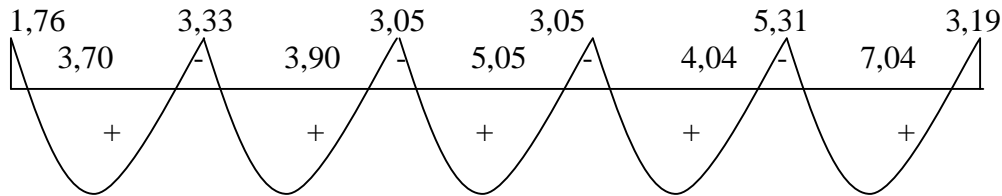
$$M_{0V} = 6,34 \times \frac{(3,66)^2}{8} = 10,62 \text{ KN.m} \quad M_{05} = \max(M_{0V}, M_{0IV}) = 10,62 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,3 M_{01} = 1,76 \text{ KN.m} \\ M_2 &= 0,5 M_{02} = 3,33 \text{ K N.m} \\ M_3 &= 0,4 M_{03} = 3,05 \text{ K N.m} \\ M_4 &= 0,4 M_{04} = 3,05 \text{ K N.m} \\ M_5 &= 0,5 M_{05} = 5,31 \text{ K N.m} \\ M_6 &= 0,3 M_{05} = 3,19 \text{ K N.m} \end{aligned}$$

- Calcul de  $f(\alpha)$  :

$$\frac{1,2+0,3a}{2} = 0,63$$

$$\frac{1+0,3a}{2} = 0,53$$



III-6-3 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

e) Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

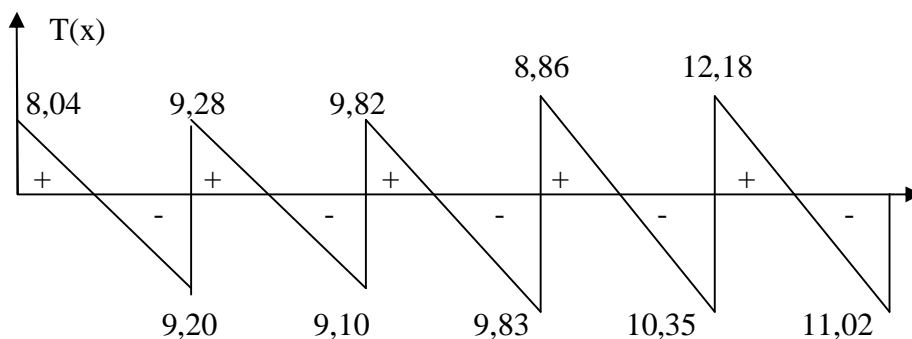
Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$M_w$	1,76	3,33	3,05	3,05	5,31
$M_e$	3,33	3,05	3,05	5,31	3,19
$T_w$	-9,20	-9,10	-9,83	-10,35	-11,02
$T_e$	8,04	9,28	9,82	8,86	12,18



III-6-4 Diagramme des efforts tranchants

**III-6.4) Calcul des armatures :**

**III-6.4.1) Calcul à ELU**

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

**a) Armatures longitudinales :**

**Ø En travées :**

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 7,04 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M = b x h_0 x \left( d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0.65 x 0.04 x (0.18 - 0.04/2) x 14.2 x 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M = 59,07 \text{ KNm}$$

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

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h), (20x65)cm<sup>2</sup>

$$m_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,04 x 10^3}{65 x 18^2 x 14,2} = 0.024 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$  la section est simplement armée donc  $A's = 0$

$$\mu_b = 0,0267 \Rightarrow b = 0,988$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{b d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,04 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_{st} = 03 \text{ HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

**Ø Aux appuis**

on considère une section rectangulaire de (12x20)cm<sup>2</sup>

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,31 x 10^3}{65 x 18^2 x 14,2} = 0,018 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$  la section est simplement armée

$$\mu_b = 0,016 \Rightarrow b = 0,991$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{b d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,31 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A^a = 01 \text{ HA12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par l'article A.7.2.12, BAEL91

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, f_t^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

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

On choisit un cadre  $2\phi 6$  avec  $A_t = 2T6 = 0.67\text{cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $f6$

**L'espaceur des cadres :**

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

Soit un espaceur  $St = 15\text{ cm}$

**III-6.5) Vérification à l'ELU :**

**1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

*En travée :*

$$A_t = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

*Aux appuis :*

$$A_a = 1,13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**2) Vérification au cisaillement :**

$$t_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot xd} = \frac{12,18 \times 10}{18 \times 12} = 0,56\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

$$t_u = 0,56\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{la Condition est vérifiée}$$

**3) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

Avec  $\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures.

$$t_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times p \times 12} = 2,00\text{MPa} < 3,15\text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{la}$$

condition est vérifié

**4)Ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{se}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84\text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0,4l_s$  pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

### 5) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$  avec  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 11,02 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 12,18 + 10,35 = 22,53 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

### 6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

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

Appuis de rive :

$$A = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (11,02 - \frac{3,19}{0,9 \times 0,18}) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (11,02 - 19,69)$$

$$A = 1,13 \geq -0,25 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 2,36 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (22,53 - \frac{5,31}{0,9 \times 0,18}) = -0,29 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \geq -0,29 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

### 7) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que :  $s_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{s}_{bc}$  avec  $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$s_{bc}^{\max} = \frac{12,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,626 < \bar{s}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

### III-6.6) Calcul à L'ELS:

Le chargement à l'ELS:

$$q_s = G + Q = (5,56 + 1,5) \times 0,65 = 4,59 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0I} = 4,59 \times \frac{(2,72)^2}{8} = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{0I} = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 4,59 \times \frac{(2,90)^2}{8} = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 4,59 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 5,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 5,51 \text{ KN.m}$$

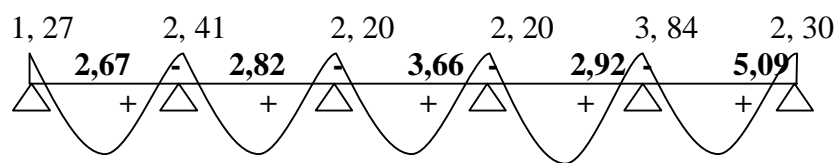
$$M_{0IV} = 4,59 \times \frac{(3,03)^2}{8} = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \max(M_{0III}, M_{0IV}) = 5,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0V} = 4,59 \times \frac{(3,66)^2}{8} = 7,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \max(M_{0IV}, M_{0V}) = 7,68 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,3 \quad M_{01} = 1,27 \text{ KN.m} \\ M_2 &= 0,5 \quad M_{02} = 2,41 \text{ KN.m} \\ M_3 &= 0,4 \quad M_{03} = 2,20 \text{ KN.m} \\ M_4 &= 0,4 \quad M_{04} = 2,20 \text{ KN.m} \\ M_5 &= 0,5 \quad M_{05} = 3,84 \text{ KN.m} \\ M_6 &= 0,3 \quad M_{05} = 2,30 \text{ KN.m} \end{aligned}$$



III-6-5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

• Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

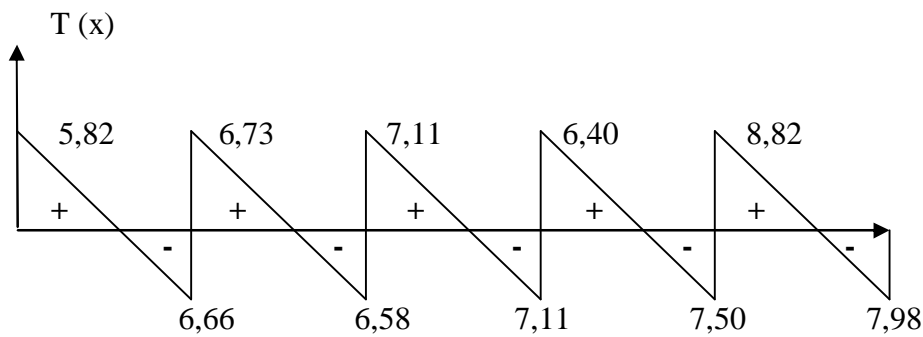
Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$M_w$	1,27	2,41	2,20	2,20	3,84
$M_e$	2,41	2,20	2,20	3,84	2,30
$T_w$	-6,66	-6,58	-7,11	-7,50	-7,98
$T_e$	5,82	6,73	7,11	6,40	8,82



III-6-6 Diagramme des efforts tranchants

## III-6.7) Vérification des contraintes : à l'ELS

## a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que :  $s_{bc} = K s_{st} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Ø En travées :  $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

$$r = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$r = 1,092 \Rightarrow b_1 = 0,856, a_1 = 0,432 \quad \text{et } K = \frac{a_1}{15(1-a_1)}$$

$$a = 0,432 \Rightarrow K = 0,051$$

$$s_{st} = \frac{M_t}{A \cdot b d} = \frac{5,79 \times 10^3}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 159,23 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,051 \times 159,23 = 8,12 \text{ MPa}$$

$s_{bc} = 8,12 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....La condition est vérifiée.

Ø Aux appuis :  $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$

$$r = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$r = 0,523 \Rightarrow b_1 = 0,892, a_1 = 0,324 \quad \text{et } K = \frac{a_1}{15(1-a_1)}$$

$$a_1 = 0,324 \Rightarrow K = 0,032$$

$$s_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot b d} = \frac{3,49 \times 10^3}{0,892 \times 1,13 \times 18} = 192,36 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,032 \times 192,36 = 6,16 \text{ MPa}$$

$s_{bc} = 6,16 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....La condition est vérifiée.

**Conclusion** : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

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

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

**c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :**

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,051 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

**d) Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3900}{500} = 7,80 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

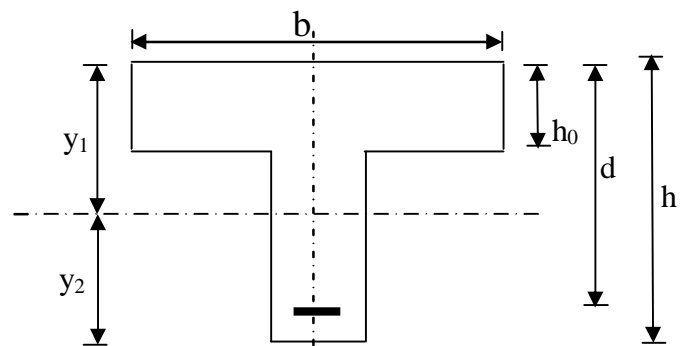
$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : 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.



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

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{avec : } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 2,227 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 2,227 = 17,773 \text{ cm}$$

On aura  $I_0 = 31638,56 \text{ cm}^4$

#### Calcul des coefficients

$$r = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$I_V = \left( \frac{0,02 \cdot f_{i28}}{2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}} \right) r = \left( \frac{0,02 \times 2,1}{2 + \frac{3 \times 12}{65}} \right) \times 0,0109 = 1,51$$

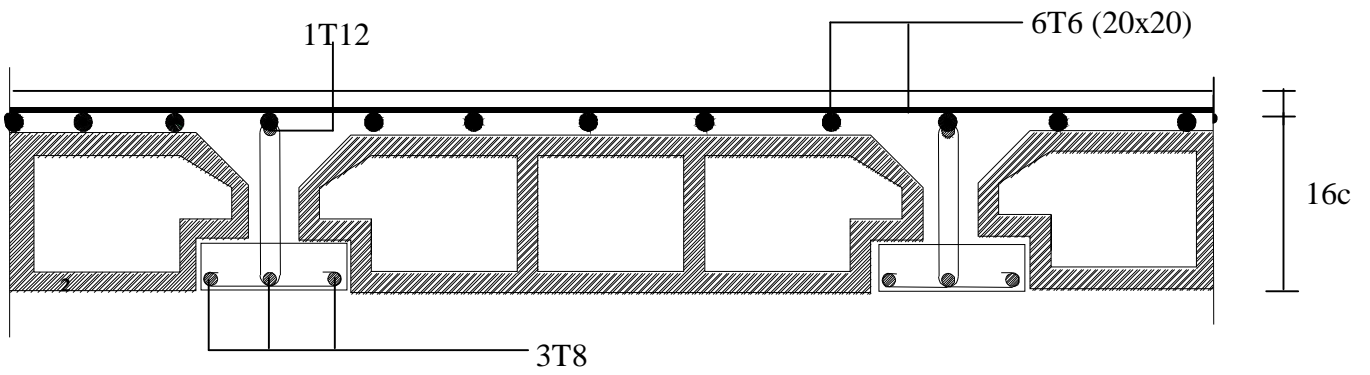
$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{i18}}{4 \cdot r \cdot S_s + f_{i28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,547 ; 0 \} = 0,547$$

$$I_{IV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + I_V \cdot m} = \frac{1,1 \times 31638,56}{1 + 1,51 \times 0,547} = 19059,69 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{5,09 \times 10^6 \times 3660^2}{10 \times 10818,87 \times 19059,69 \times 10^4} = 3,30 < \bar{f} = 7,80 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

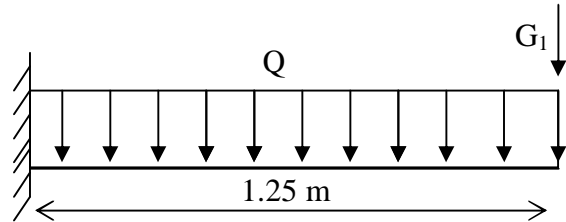


**III-6-7** Plan de ferrailage du plancher

**III-7calcul des balcons**

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité, il est réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :



**Fig. III-7-1 Schéma Statique**

Q : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en briques creuses, d'une hauteur de 1m, et d'une épaisseur de 10cm.

**III-7.1 Dimensionnement du balcon**

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12,50 \text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 16 \text{ cm}$$

**III-7.2 Charge et surcharge du balcon**

Les charges permanentes

Poids de la dalle pleine :	$0.25 \times 0.16 \times 1 = 4.00 \text{ KN/m}^2$ .
Poids des revêtements :-Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$ .
-Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$ .
-Couche de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$ .
-Enduit de ciment	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$ .
	$G = 5.60 \text{ KN/m}^2$ .

Charge concentrée (poids de garde corps)

Poids de la brique :	$0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$ .
Poids de l'enduit ciment :	$0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/m}^2$ .
	$G_1 = 1.62 \text{ KN/m}^2$ .

**Charge concentrée F**

Charge due a la main courante  $F=1 \text{ KN}$

**Surcharge d'exploitation**

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$  (uniformément répartie)

**III-7.3 Calcul à L'ELU**

**Combinaisons de charge**       $1.35G+1.5Q$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.60 + 1.5 \times 3.5 = 12.81 \text{ KN/m} .$$

$$F = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/m}^2.$$

Le moment provoqué par la charge  $q_u$  est :

$$M_{qu} = -\frac{q_u l^2}{2} = \frac{-12.81 \times 1.25^2}{2} = -10.01 \text{ KN.m} .$$

Le moment provoqué par la surcharge  $F$  est :

$$M_F = -F \times l = -2.19 \times 1.25 = -2.73 \text{ KN.m} .$$

Le moment total est

$$M_u = M_{qu} + M_F = -10.01 - 2.73 = -12.74 \text{ KN.m} .$$

### Ferraillage

#### *Les armatures principales*

$$e_u = \frac{M_u}{q_u} = \frac{12.74}{12.81} = 0.99 \text{ m}$$

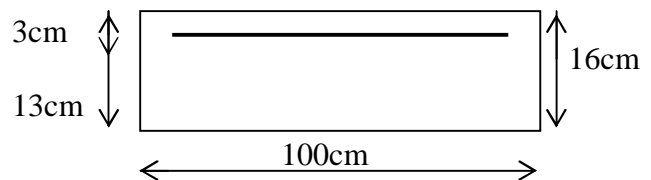
$$e_u = \frac{h_c}{2} - c = \frac{16}{2} - 2 = 6 \text{ cm} \quad \text{section partiellement comprimée.}$$

$$m = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.74 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.053 < m_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$m = 0.053 \Rightarrow b = 0.972$$

$$A = \frac{M_u}{bd s_{st}} = \frac{12.74 \times 10^3}{0.972 \times 13 \times 348} = 2.89 \text{ cm}^2$$



On adopte 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup> Avec :  $s_t = 25 \text{ cm}$

#### • armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 5HA6} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } s_t = 25 \text{ cm}$$

### Vérifications

#### *Vérification de la condition de non fragilité*

(Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification de la condition de l'adhérence des barres**

(Art6.13/BAEL 91)

$$V_u = q_u l + G_1 = 12.81 \times 1.2 + 1.62 = 16.99 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{se} = y_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.0 = 15.70 \text{ cm}^2$$

$$t_{se} = \frac{16.99 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.7} = 0.924 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Condition vérifiée.

**Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$t_u = \frac{16.99 \times 10}{100 \times 13} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification de l'écartement des barres**Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$ Armatures secondaires:  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$ **III-7.4 Calcul à L'ELS****Combinaison de charge G+Q**

$$q_s = (G + Q)1m = (5.60 + 3.5) \times 1 = 9.1 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 \times 1m = 1.62 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = - \left( \frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = - \left( \frac{9.1 \times 1.25^2}{2} + 1.62 \times 1.25 \right) = 9.13 \text{ KN m}$$

**Ferraillage :**

$$m = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038 < m_1 = 0.392$$

$$m = 0.038 \quad b = 0.772$$

$$A = \frac{M_s}{bd s_{st}} = \frac{9.13 \times 10^3}{0.772 \times 13 \times 348} = 2.61 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

Le ferraillage adopté à l' ELU est vérifié.

**Vérification*****Vérification des contraintes dans le béton***

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

-La nuance des aciers est FEe400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $e = 16 \text{ cm}$ , armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier  $a$ .

$$g = \frac{12.74}{9.13} = 1.39$$

$$m = 0.053 \Rightarrow a = 0.068 < \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

***Longueur de scellement droit***

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante

$$L_s = \frac{\phi e}{4\sigma_s} \quad \text{Avec: } \sigma_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MP a}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm.} \quad \text{Soit } L_s = 35.5 \text{ cm.}$$

# CHAPITRE IV

## Modélisation de la structure

### IV-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

#### ü **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

#### ü **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure. ETABS utilise la Méthode des Eléments Finis.

### 2) Calcul des charges horizontales et verticales :

Grâce au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; aussi sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme. Ceci qui nous conduit à l'étude dynamique de la structure.

### 3) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ✓ par la méthode statique équivalente (**RPA99ver2003/Art 4.1.2**)
- ✓ par Méthode dynamique qui regroupe :
  - Ø par la méthode d'analyse modale spectrale
  - Ø par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ✓ la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

#### • **Présentation de la Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

#### • **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### 4) Présentation de la méthode statique équivalente :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [RPA2003/Art4.1.2] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de bâtiment inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par « la méthode statique équivalente ».

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plans horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### 5) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

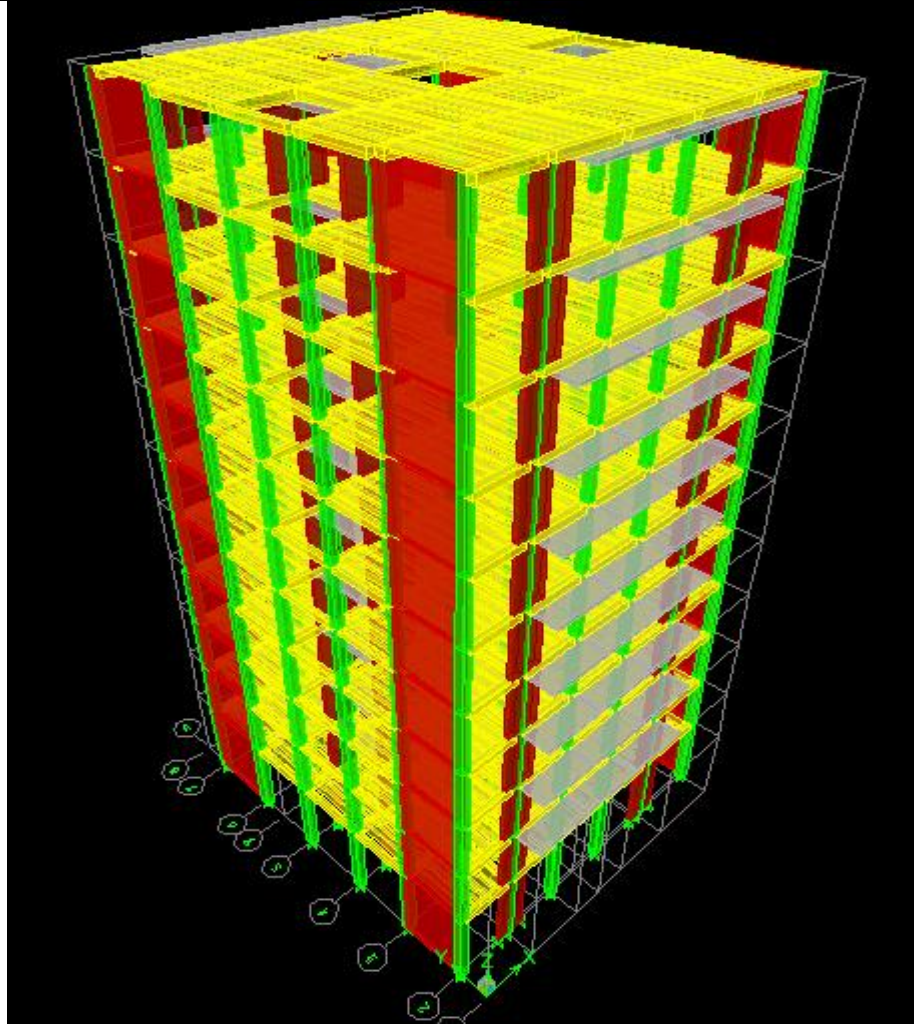
- ü La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- ü Le structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ü La structure se trouve dans une zone demoyenne sismicité **ZoneII<sub>a</sub>**.
- ü La structure à étudiée fait **37.68m(RDC+10)** de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dûes aux charges verticales et au moins 75% de l'effort tranchant d'étage.

#### 6)Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+10 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ü Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ü Les voiles et dalles plaine par un élément de type **SHELL**.



**Fig IV-1 :Modèle 3D de la structure.**

### **7)Disposition des voiles :**

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé, le choix de ce système structural est dû à l'existence de vides importants et une forme en **Y** nécessitant le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- ü Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ü Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ü Une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05 L$  (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ü Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

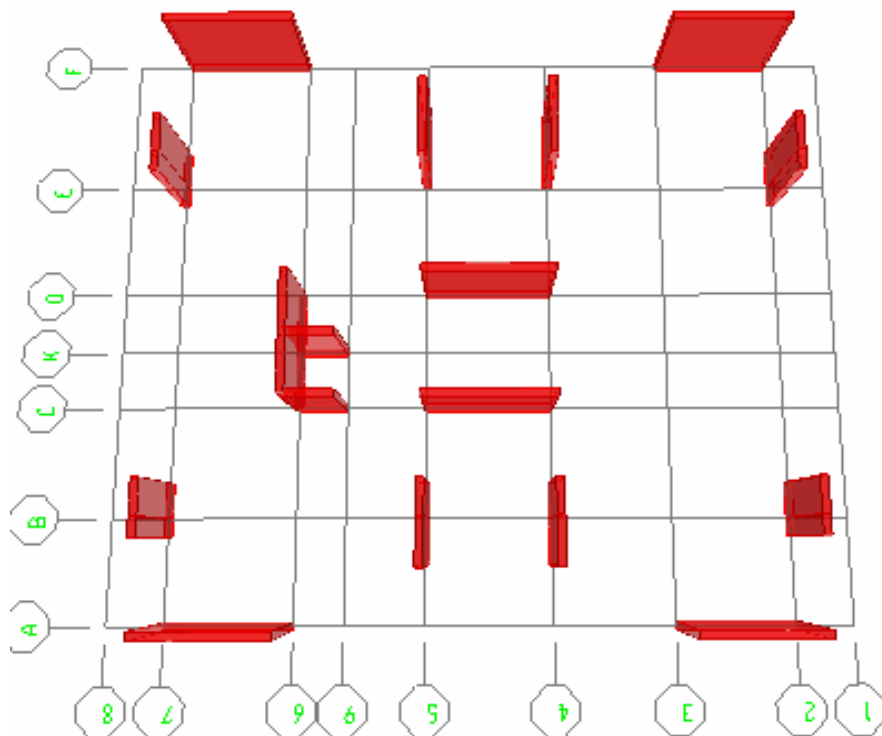


Fig IV-2: Disposition des voiles dans les différents étages

8) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5h \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5h(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003/Art 4.3.3)}$$

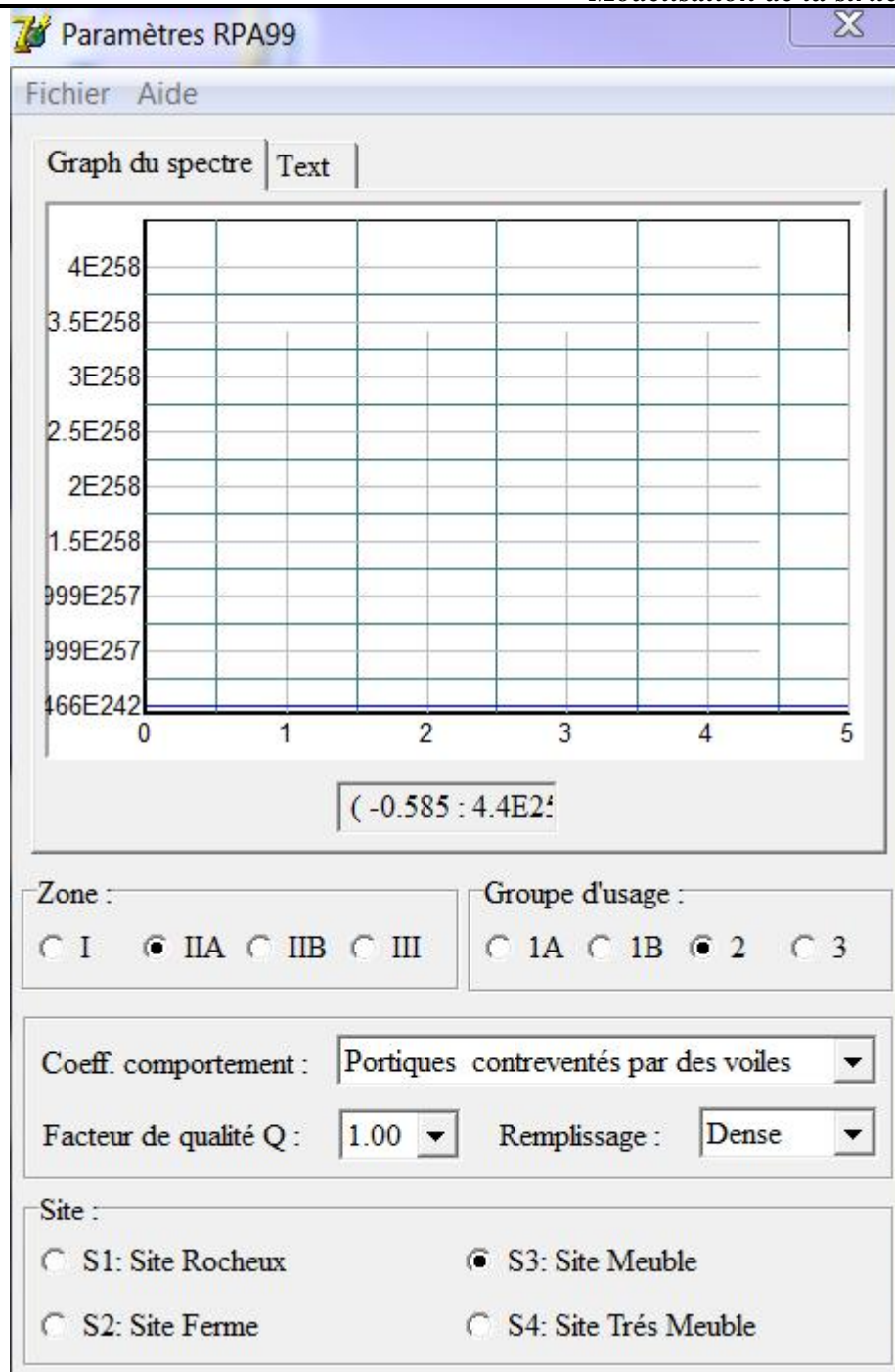


Fig IV-3 :Spectre de réponse de calcul.

**T (sec)** : la période avec une précision de 0.1 sec.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**η** : facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : facteur de qualité de la structure.  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  Formule (4-4)

ù **P<sub>q</sub>** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

Ø Pour notre structure les paramètres à considérer sont :  
 $A = 0.15$  [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

9) calcul du pourcentage de participation des voiles :

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	19.7785	1.5	0
End Point	-5.7786	1.5	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.	1.5	1.8605	180.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	239.9777	8.3979	1360.3829	0.	0.	0.
Moment	23.5852	4271.277	23.7727	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig.IV-4 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	15.41	25.538	0
End Point	15.41	-6.8931	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15.41	9.3225	1.8605	-90.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	623.1961	25.9472	1586.0386	0.	0.	0.
Moment	36.2803	5961.4336	58.6895	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig.IV-5 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	16.9584	1.5	0
End Point	-4.016	1.5	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	6.4712	1.5	2.8299	180.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	210.2635	1.2518	314.2573	0.	0.	0.
Moment	3.1403	710.1637	4.9741	0.	0.	0.

Fig.IV-6 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	15.41	21.9248	0
End Point	15.41	-3.1036	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15.41	9.4106	2.6096	-90.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	612.0525	5.5069	586.3109	0.	0.	0.
Moment	5.4915	2280.6112	18.6221	0.	0.	0.

Fig.IV-7 : Efforts repris par les voiles selon Ey.

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	17.7516	1.5	0
End Point	-5.1617	1.5	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	6.2949	1.5	2.213	180.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	29.7748	7.1477	1104.1563	0.	0.	0.
Moment	16.7458	4586.5691	21.3946	0.	0.	0.

Fig.IV-8 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	15.41	21.396	0
End Point	15.41	-6.188	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15.41	7.604	1.9045	-90.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	11.1912	20.4412	1000.4786	0.	0.	0.
Moment	25.7872	3950.6012	45.1587	0.	0.	0.

Fig.IV-9 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

**Remarque :**

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

**Ø Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **239.97 Kn**

Efforts repris par les portiques : **29.77Kn**

Efforts repris par les voiles : **210.26Kn**

✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **12.38%**

✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **87.62%**

**Ø Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **623.19Kn**

Efforts repris par les portiques : **11.19Kn**

Efforts repris par les voiles : **612.05Kn**

✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **1.79%**

✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **98.21%**

**On constate que :**

L'effort repris par les voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les portiques vont reprendre au moins **25%** des sollicitations dûes aux charges horizontales).

D'après le (RPA99ver2003/Art 3.4.A), le système de contreventement est du type **4b**: système de contreventement assuré par des voiles, donc les portiques ne reprendrons que les efforts verticaux.

Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**.

D'où :  $R=4$ [Portiques contreventés par des voiles(RPA 2003/Tableau 4.3)].

$$\eta = [7/2 + \xi]^{1/2}$$

$T_1 = 0.15 \text{sec}$  ;  $T_2 = 0.50 \text{sec}$ . [site S3(RPA 2003/Tableau 4.7)].

**10) Calcul du facteur de qualité Q :**

✓ **Tableau donnant les valeurs des pénalités  $P_q$  :**

**Ø Sens transversal :**

Critère $q$	Pénalité $P_q$
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.00$$

Ø Sens longitudinal :

Critère q	Pénalité P <sub>q</sub>
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)$$

**Q = 1.00**

**Q = 1.00** ; tous les critères sont vérifiés. Les deux conditions de régularité en plan et en élévation sont prises en compte directement par le modèle 3D.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g
0,00	0,190	1,300	0,044	2,600	0,028	3,900	0,016
0,100	0,120	1,400	0,042	2,700	0,027	4,000	0,016
0,200	0,083	1,500	0,040	2,800	0,026	4,100	0,015
0,300	0,083	1,600	0,038	2,900	0,026	4,200	0,014
0,400	0,083	1,700	0,037	3,000	0,025	4,300	0,014
0,500	0,083	1,800	0,035	3,100	0,024	4,400	0,013
0,600	0,073	1,900	0,034	3,200	0,022	4,500	0,013
0,700	0,066	2,000	0,033	3,300	0,021	4,600	0,012
0,800	0,060	2,100	0,032	3,400	0,020	4,700	0,012
0,900	0,056	2,200	0,031	3,500	0,019	4,800	0,011
1,000	0,052	2,300	0,030	3,600	0,018	4,900	0,011
1,100	0,049	2,400	0,029	3,700	0,018	5,000	0,011
1,200	0,046	2,500	0,028	3,800	0,017		

**Tableau IV-1 : Les valeurs du spectre de réponse.**

**11) Nombre de modes à considérer :**

- a) 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.
  - ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ;  $T_k$  la période du mode K.

Ø Dans notre cas  $N=10$  niveaux  $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{11} = 11)$

Donc : **K=11** nombre de modes.

## 12) Combinaison des réponses modales :

Ø  $r \leq 10 / (10 + \sqrt{x_i x_j})$

Avec :

$r = T_i / T_j$  ( $T_i \leq T_j$ )

i et j : deux modes de vibration des périodes  $T_i, T_j$  et d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$

- Ø Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

**E** : effet de l'action sismique considéré

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon le mode « i »

**K** : nombre de modes retenus

- Ø Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

13) Caractéristiques géométriques de la Structure :

Ø Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Niveau	Masse suivant X	Masse suivant Y	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
			XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey
RDC	329.508	329.508	7.534	9.78	7.362	11.125	0.172	-1.345		
étage 1	312.971	312.971	7.587	9.8	7.31	11.275	0.277	-1.475		
étage 2	314.225	314.225	7.613	9.773	7.252	11.146	0.361	-1.373		
étage 3	308.959	308.959	7.617	9.776	7.201	11.006	0.416	-1.23		
étage 4	304.318	304.318	7.621	9.78	7.156	10.895	0.465	-1.115		
étage 5	304.318	304.318	7.621	9.78	7.116	10.805	0.505	-1.025		
étage 6	304.318	304.318	7.621	9.78	7.079	10.731	0.542	-0.951		
étage 7	299.755	299.755	7.625	9.783	7.047	10.669	0.578	-0.886		
étage 8	295.815	295.815	7.628	9.786	7.018	10.62	0.61	-0.834		
étage 9	294.732	294.732	7.635	9.777	6.995	10.578	0.64	-0.801		
étage 1	259.926	259.926	7.661	9.729	6.977	10.552	0.684	-0.823	0.793	0.85

Tableau IV-2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Ø l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ü 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ü Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA99ver 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que :  $e_x = 0.05 \times 15.86 = 0.793m$   
 $e_y = 0.05 \times 17.00 = 0.85 m$

**b) Excentricité théorique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_x - CR_x \rightarrow E_x = 0.684 \text{ m} < 0.793 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_y - CR_y \rightarrow E_y = -0.801 \text{ m} < 0.85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**14) Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	Ux	Uy	Uz	La somme Ux	La somme Uy	La somme Uz
1	0.85993	68.2733	0.9349	0	68.2733	0.9349	0
2	0.78256	0.0009	57.292	0	68.2742	58.2268	0
3	0.69225	5.4009	11.697	0	73.6751	69.9239	0
4	0.24977	13.3238	0.0305	0	86.9989	69.9544	0
5	0.19819	0.2432	10.691	0	87.2421	80.6449	0
6	0.18437	0.7744	5.8825	0	88.0165	86.5274	0
7	0.1192	5.105	0.0053	0	93.1215	86.5327	0
8	0.08531	0.2125	2.2406	0	93.334	88.7733	0
9	0.08079	0.1756	4.2604	0	93.5096	93.0337	0
10	0.07024	2.5773	0.0049	0	96.0869	93.0386	0
11	0.04853	0.1739	0.7202	0	96.2608	93.7588	0

**Tableau IV-3 : périodes et participations massiques**

- Ø La valeur de participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 11**.
- Ø La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition (**RPA99ver2003/Art 4.2.4.4**). Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de **30%** ; avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4} \right\} = 0.76 \text{ sec ; avec } h_N = 37.68 \text{ m, } D = 15.86 \text{ m, } C_T = 0,05$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.76 + (0.3 \times 0.76) = \mathbf{0.98 \text{ sec}} > T_{\text{ETABS}} = \mathbf{0.859 \text{ sec}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**15) Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base ‘V<sub>i</sub>’ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA99ver 2003/Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

- ✓ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (RPA99ver 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.15**
  
- ✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5h & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1=0.15, T_2 = 0.50$  (RPA/Tableau 4-7)

$\eta$  : donné par la formule :

$$h = \sqrt{7/(2+x)} \geq 0.7$$

- $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand :  $\xi = 7\%$ , on a :  $\eta = 0.88$

**T** : donnée par la formule empirique.

$$T = 0.76 \text{ sec.} \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2.$$

Donc :

$$D = \begin{cases} 2.5h(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \end{cases}$$

**D=1.67**

- ✓ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA99ver 2003/Tableau 4.3)

$R = 4$

- ✓ **Q** : facteur de qualité (RPA99ver2003/Art 5.7) :  $Q = 1.00$

- ✓ **W** : poids total de la structure, donné par ETABS.

Case	C	Poids utilisés en KN	Effort tranchant à la base (Vt) en KN
EY	0.05	32644.82	1632.24
EX	0.05	32644.82	1632.24

Avec :  $C = \frac{A \times D \times Q}{R}$

**Tableau IV-4 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.**

Niveau	Masse suivant X	Masse suivant Y
RDC	329.508	329.508
étage 1	312.971	312.971
étage 2	314.225	314.225
étage 3	308.959	308.959
étage 4	304.318	304.318
étage 5	304.318	304.318
étage 6	304.318	304.318
étage 7	299.755	299.755
étage 8	295.815	295.815
étage 9	294.732	294.732
étage 10	259.926	259.926

Tableau IV-5 : Masses des différents niveaux selon X et Y.

Conclusion :

MSE (RPA 2003)		
Coefficients	A	0.15
	D	1.67
	Q	1.00
	R	4
forces sismiques (KN)	1632.24	

Tableau IV-6 : La forces sismiques à la base.

#### Ø Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99ver 2003/Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente*  $V_{max}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V_t > 0.80 V$ )

ü Si  $V_t < 0.80 V_{max}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

forces sismiques (KN)			vérification	
MSE (Vmax)	ETABS (Vt)		Vt/V	
	Ex	Ey	x	y
1632.24	1432.54	1440.56	>0.80	>0.80
			Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau IV-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

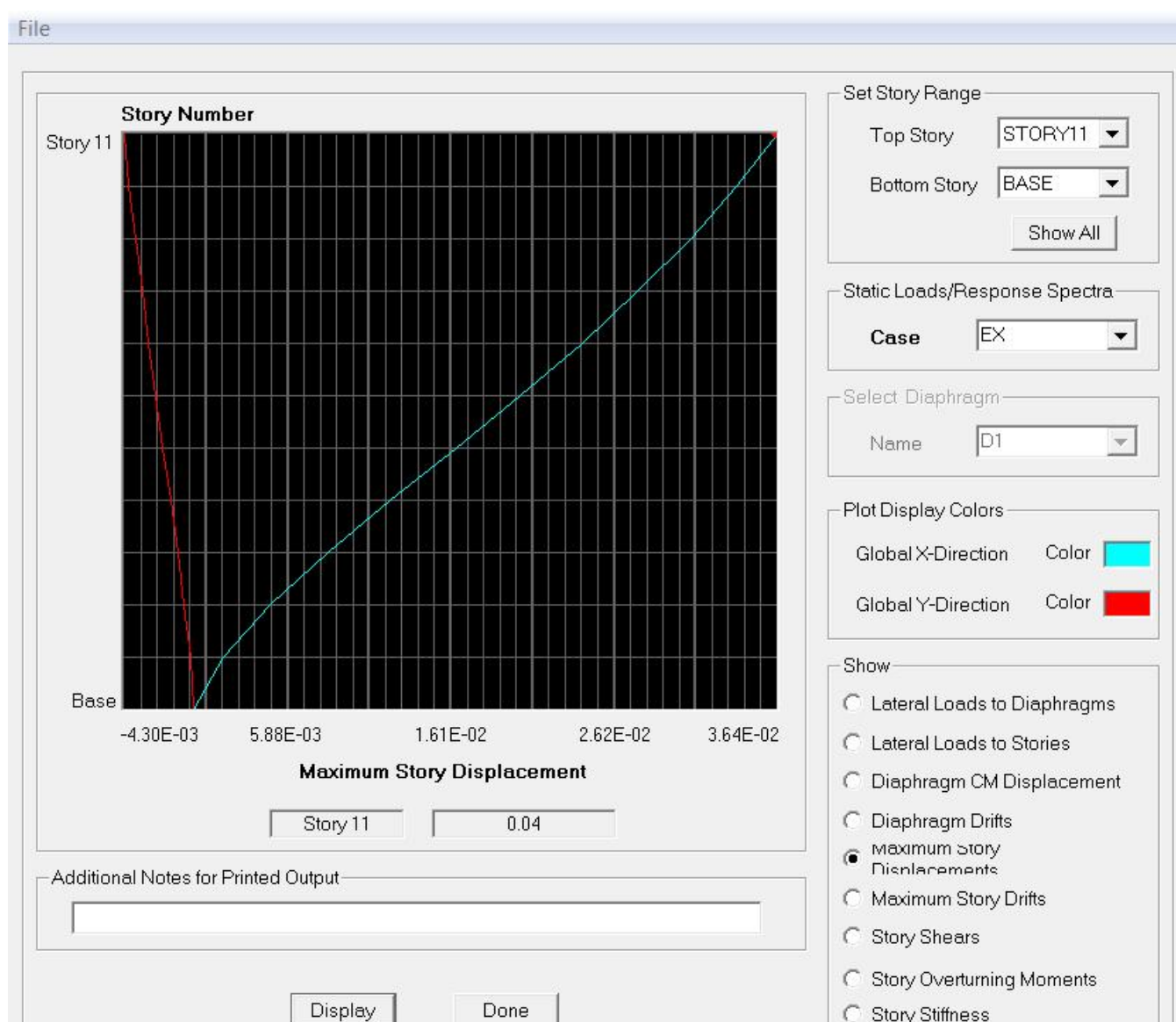
**16) Vérification des déplacements :**

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA99ver 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

**a. Vérification du déplacement max :**

$$\bar{f} = \frac{H}{500}$$



**Fig.IV-10 :Vérification des déplacements selon Ex.**

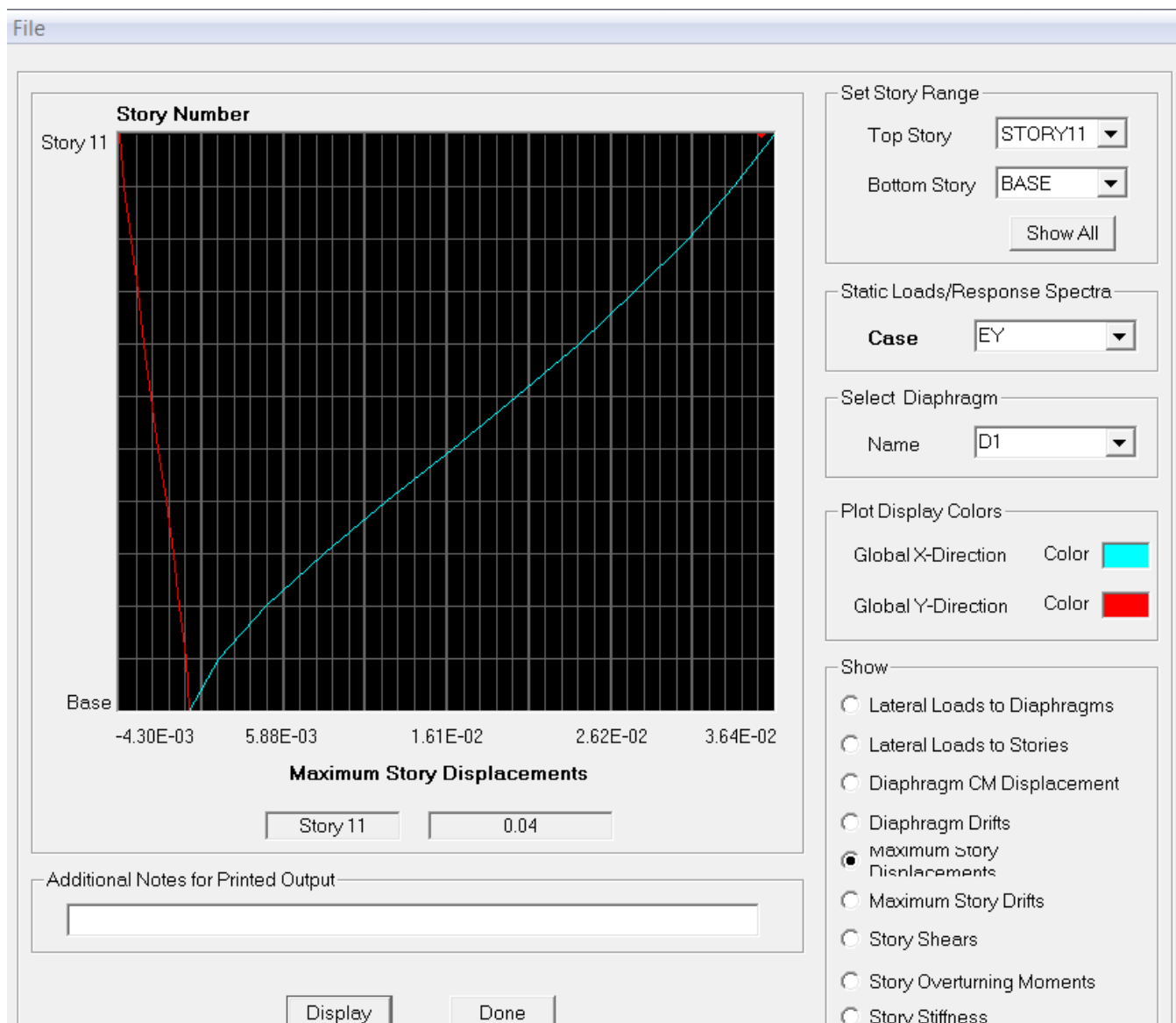


Fig.IV-11 :Vérification des déplacements selon Ey.

✓ Vérifications des résultats des déplacements Max :

On a bien :  $e_x = e_y = 0.04m < f = \frac{H}{500} = \frac{37.68}{500} = 0.075m$  ( au dernier étage : story 11).

☺ Le déplacement Max est vérifié

b. Vérification du déplacement Inter-étage Relatif selon RPA :

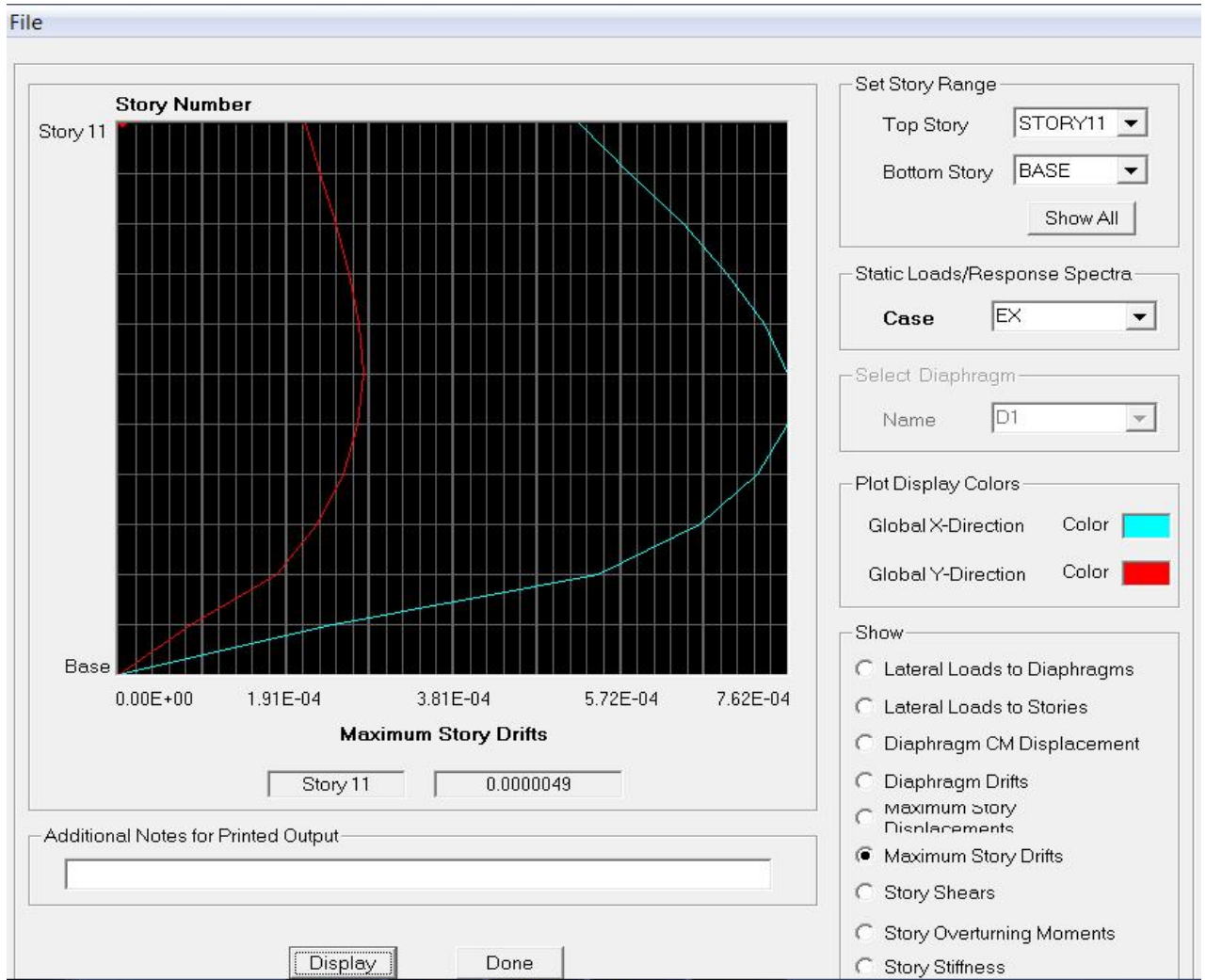


Fig.IV-12 : vérification du déplacement relatif inter-étage selon Ex

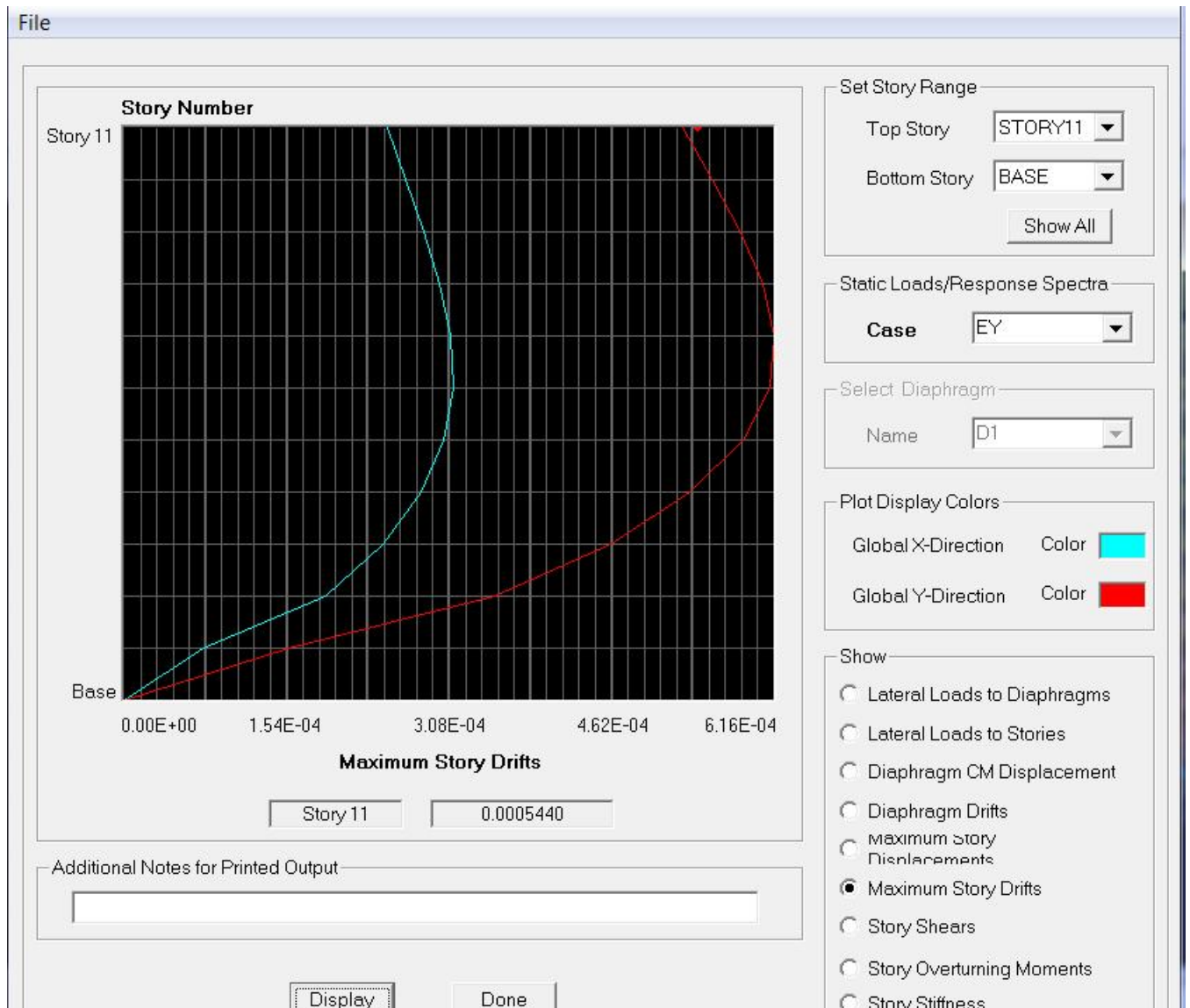


Fig. IV-13 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon E<sub>y</sub>

Résultats des déplacements relatifs inter-étages :

Niveau	Déplacement (ETABS)		HAUTEUR	RPA $\leq$ 1%h	OBS
	EX	EY			
	X	Y			
étage 10	0.000525	0.000213	3.06	0.0306	vérifié
étage 9	0.000582	0.00023	3.06	0.0306	Vérifié
étage 8	0.000643	0.000248	3.06	0.0306	Vérifié
étage 7	0.000693	0.000262	3.06	0.0306	Vérifié
étage 6	0.000735	0.000273	3.06	0.0306	Vérifié
étage 5	0.000762	0.000278	3.06	0.0306	Vérifié
étage 4	0.000762	0.000272	3.06	0.0306	Vérifié
étage 3	0.000728	0.000255	3.06	0.0306	Vérifié
étage 2	0.000661	0.000226	3.06	0.0306	Vérifié
étage 1	0.000546	0.000179	3.06	0.0306	Vérifié
RDC	0.000244	0.000082	4.08	0.0408	Vérifié

**Tableau IV-8 : Vérification lesdéplacementsrelatifs.**

**Conclusion :**

- . Période est vérifiée.
- . Excentricités sont vérifiées.
- . Déplacement maximal est vérifié.
- . Déplacement relatif inter-étage est vérifié.

Toutes les verifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont sont satisfaites, on peut donc passer à l'analyse de la structure, et ainsi extraire les efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer la structure.

# **CHAPITRE V**

## **Résultat d'étude aux chargements**

**V-1 )Introduction :**

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

**Ø Combinaisons du BAEL 99 :**

ELU :  $1.35G + 1.5 Q$

ELS :  $G + Q$

**Ø Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

**a) Les portiques :**

Les combinaisons de charges à prendre sont :

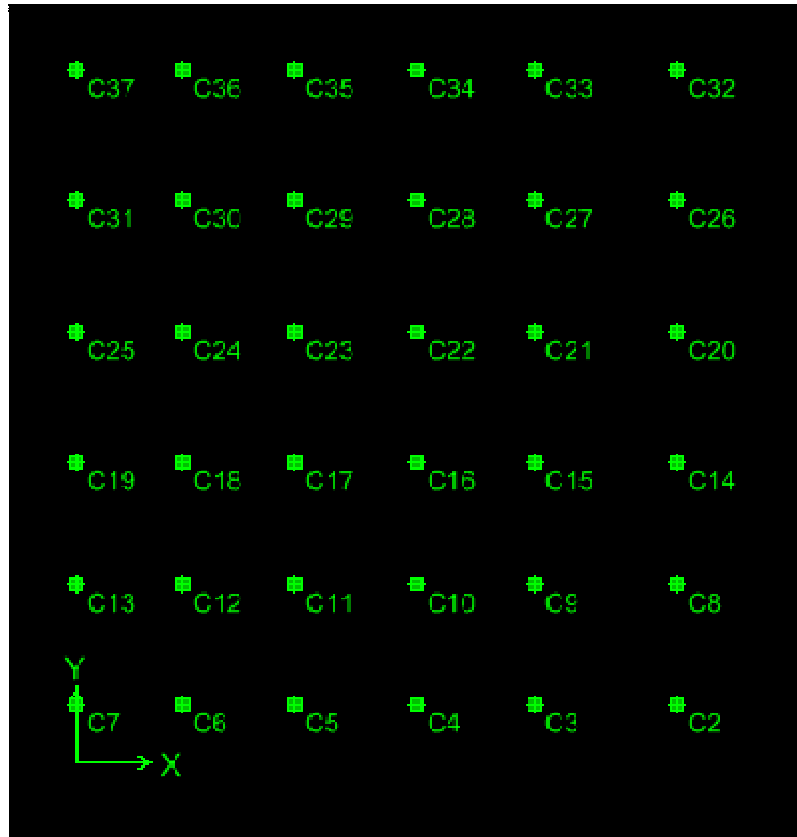
Élément	BAEL 91		RPA 99ver 2003	
	ELU	ELS		
Poutres	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8 G \pm E$
Poteaux	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8 G \pm E$

**b) Les voiles :**

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$
- $0.8 G - E$
- ELU
- ELS

2) Les efforts internes dans les éléments :



2.1) Les poteaux :

Fig V-1 : Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- ∅ ⇒ M<sub>2</sub> et M<sub>3</sub>
- ∅ ⇒ P et M<sub>3</sub>
- ∅ ⇒ P et M<sub>2</sub>

Remarque :

On pose :

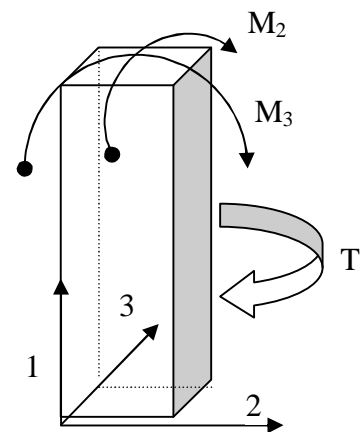
N : P.

On désigne les combinaisons par les notations suivantes :

P : plus (+) ;

M : Moins (-) ;

Fig. V-2 : Efforts internes dans les poteaux selon ETABS.



**Ø Poteaux (40x40):**

**COMB1.....ELU**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C9	-1352.55	-0.51	0.04	-0.022	-0.479
C37	-275.49	-4.24	0.22	-0.286	5.441
C3	-528.09	0.33	-4.56	-6.722	0.698
C26	-329.33	16.21	0.28	0.37	23.989

**COMB 2.....ELS**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C9	-831.38	-0.37	0.03	-0.016	-0.347
C37	-201.64	-3.09	0.16	-0.208	3.956
C3	-385.44	0.24	-3.31	-4.878	0.507
C26	-240.98	11.77	0.21	0.269	17.406

**COMB 3.....0.8G ± E**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C28	-969.52	-1.68	-0.56	-1.163	-7.734
C32	282.02	2.6	1.11	2.598	1.071
C10	-417.87	4.41	16.47	24.788	6.717
C5	-563.31	-45.45	-1.71	-2.439	-67.923

**COMB 4.....G + Q ± E**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C28	-1022.52	-1.69	-0.58	-1.196	-7.716
C32	250.27	2.73	1.12	2.565	0.81
C10	-502.54	4.58	16.92	25.417	6.981
C5	-631.54	-46.91	-1.79	-2.549	-70.029

**Ø Poteaux (35x35):**

**COMB 1.....ELU**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C10	-659.85	1.04	3.14	4.374	1.538
C37	-110.24	-4.66	0.15	-0.177	5.715
C34	-290.97	9.59	-6.69	-9.751	14.109
C5	-298.75	-15.54	-2.81	-4.05	-22.868

**COMB 2.....ELS**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C10	-480.75	0.75	2.28	3.174	1.117
C37	-80.63	-3.39	0.11	-0.128	4.155
C34	-212.12	6.96	-4.86	-7.081	10.238
C5	-217.8	-11.28	-2.05	-2.95	-16.602

**COMB 3.....0.8G ± E**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C10	-460.65	-2.12	-9.69	-14.672	-3.169
C28	-13.19	0.27	-0.14	1.098	1.339
C10	-195.42	3.86	17.07	25.138	5.695
C5	-362.37	-36.38	-2.22	-3.338	-55.58

**COMB 4.....G + Q ± E**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C10	-532.91	-1.99	-9.26	-14.08	-2.973
C32	-26.83	11.87	0.36	0.326	4.824
C10	-233.26	4.03	17.83	26.249	5.943
C5	-410.89	-37.98	-2.42	-3.639	-57.976

Ø Poteaux (30x30):

**COMB 1.....ELU**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C10	-265.23	0.9	4.27	6.16	1.318
C37	-11.32	-4.54	0.13	-0.176	6.386
C34	-73.3	9.01	-7.29	-10.237	13.089
C26	-22.66	15.36	0.16	-0.23	-21.52

**COMB 2.....ELS**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C10	-193.47	0.65	3.1	4.472	0.958
C37	-8.25	-3.3	0.09	-0.128	4.647
C34	-53.58	6.54	-5.27	-7.416	9.504
C26	-16.56	11.18	0.12	-0.167	-15.678

**COMB 3.....0.8G ± E**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C10	-188.56	-1.38	-6.17	-9.173	-2.027
C28	30.04	0	-0.22	0.498	0.667
C10	-49.76	2.86	13.62	19.452	4.088
C5	-108.61	-21.82	-2.34	-3.7	-33.409

**COMB 4.....G + Q ±E**

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C10	-215.52	-1.26	-5.6	-8.358	-1.859
C28	24.84	-0.04	-0.3	0.589	0.711
C10	-55.37	2.98	14.41	20.587	4.279
C5	-68.43	-24.28	-3.52	-4.851	-35.962

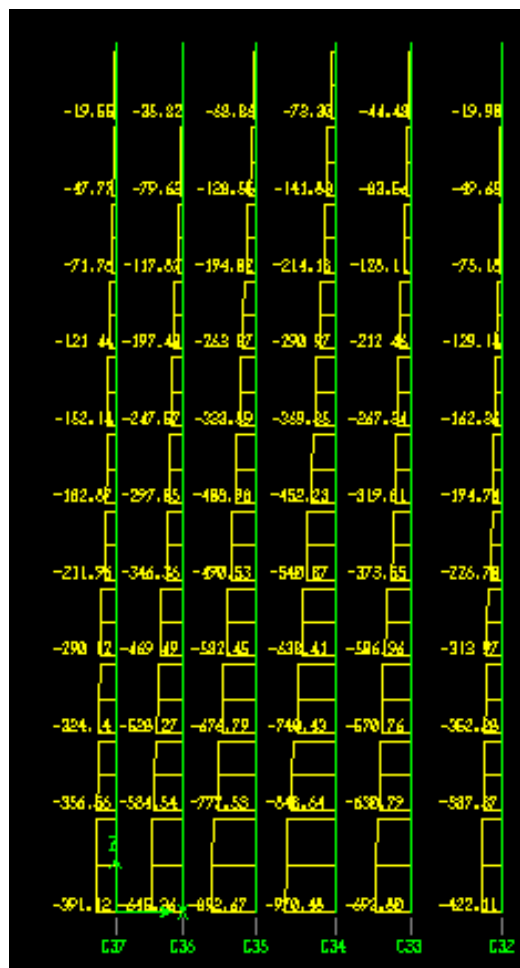


Fig V-3 : Exemple de force axiale au poteau C9, à l'ELU, axe 7

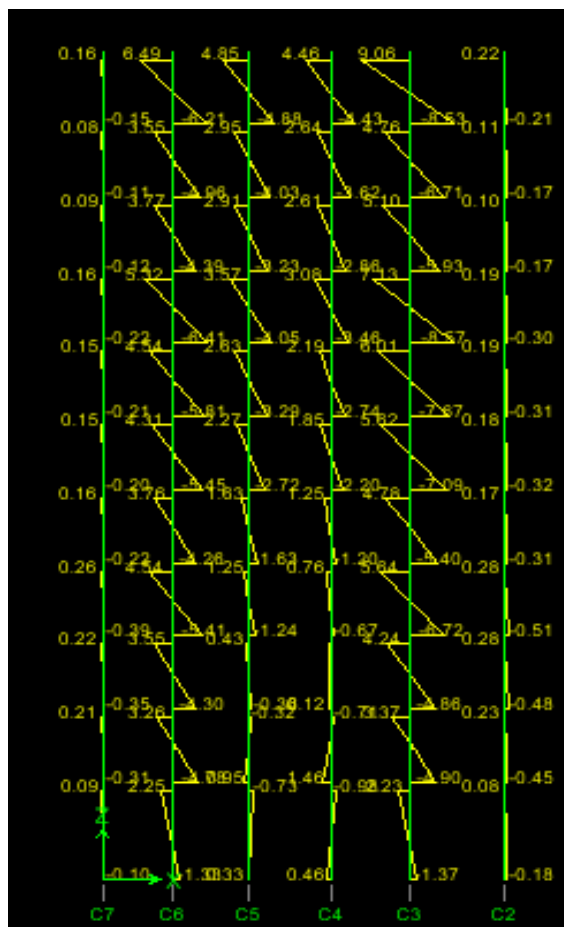


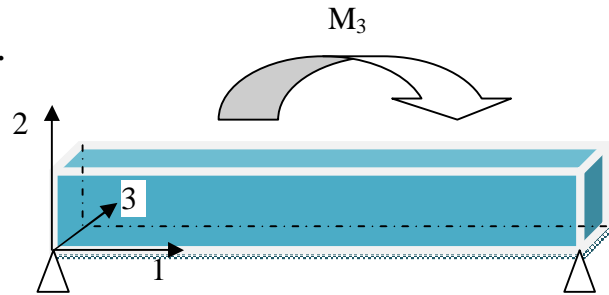
Fig V-4 : Exemple du Moment 2-2 au poteau C3, axe 2



**2.2) Les Poutres :**

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions est :

- ∅  $M_3^+$  (max) ⇒ Moment en travées.
- ∅  $M_3^-$  (min) ⇒ Moment aux appuis.



**Fig V-7 : Efforts internes dans la poutre selon ETABS.**

**a) Les poutres Principales (30x35) :**

**v Planchers RDC, étages(1,2,3) :**

**COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	86.09	-0.348	-47.748
B25	11.17	0.488	27.942

**COMB2.....ELS**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	62.46	-0.252	-34.647
B25	8.09	0.354	20.272

**COMB3.....0.8G±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B4	-74.84	-0.537	-89.089
B1	74.42	7.198	77.174

**COMB4.....G+Q±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B4	-65.24	-0.549	-93.438
B1	76.16	8.487	77.982

▼ Planchers d'étages ( 4, 5, 6, 7, 8 et 9 ) :

**COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	96.91	-1.287	-67.009
B25	19.69	0.964	31.725

**COMB2.....ELS**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	70.34	-0.935	-48.665
B25	14.29	0.701	23.02

**COMB3.....0.8G±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B4	-46.73	-0.562	-93.481
B1	71.52	7.41	83.313

**COMB4.....G+Q±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B4	-33.5	-0.585	-99.928
B1	72.53	8.715	85.056

▼ Plancher terrasse :

**COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B24	-71.7	-1.284	-55.31
B25	16.88	1.085	34.85

**COMB2.....ELS**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B24	-52.29	-0.934	-40.273
B25	12.25	0.791	25.432

**COMB3.....0.8G±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B04	26.18	-0.782	-60.572
B01	32.26	5.3	46.793

**COMB4.....G+Q±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B04	39.36	-0.976	-67.553
B01	31.73	6.135	49.797

**b)Les poutres Secondaires (25x30) :**

**▼ Planchers RDC, étages 1,2 et3:**

**COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B54	-0.23	0.19	5.752
B54	16.58	0.19	-12.984

**COMB2.....ELS**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B54	-0.17	0.138	4.175
B54	12.04	0.138	-9.425

**COMB3.....0.8G±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B240	0.27	0.768	56.864
B240	-0.16	-0.51	-57.638

**COMB4.....G+Q±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B240	0.29	0.8	56.918
B240	-0.14	-0.478	-57.584

▼ Planchers d'étages ( 4, 5 ,6,7,8,9) :

**COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B22	74.37	1.935	-52.228
B22	1.89	-0.326	21.522

**COMB2.....ELS**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B22	54	1.407	-37.93
B22	1.38	-0.237	15.636

**COMB3.....0.8G±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B240	-0.19	-0.65	-64.619
B240	0.3	1.059	64.913

**COMB4.....G+Q±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B240	-0.18	-0.6	-64.404
B240	0.31	1.109	65.127

▼ Plancher terrasse :

**COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B22	3.36	-0.218	21.741
B22	73.36	1.743	-52.64

**COMB2.....ELS**

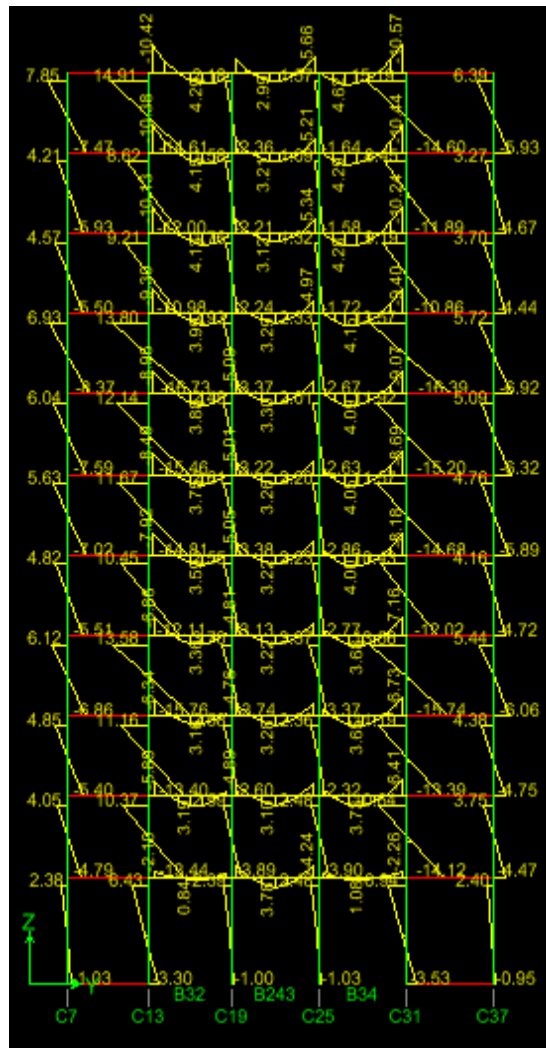
Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B22	53.5	1.272	-38.339
B22	2.35	-0.159	15.802

**COMB3.....0.8G±E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B240	0.22	1.303	43.305
B22	30.29	-0.65	-52.947

**COMB4.....G + Q ± E**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B240	0.23	1.385	43.752
B22	37.84	-0.475	-58.824



**Fig V-8 : Exemple des moments fléchissant M 3-3 à l'axe AA (axe longitudinal sans voiles)**

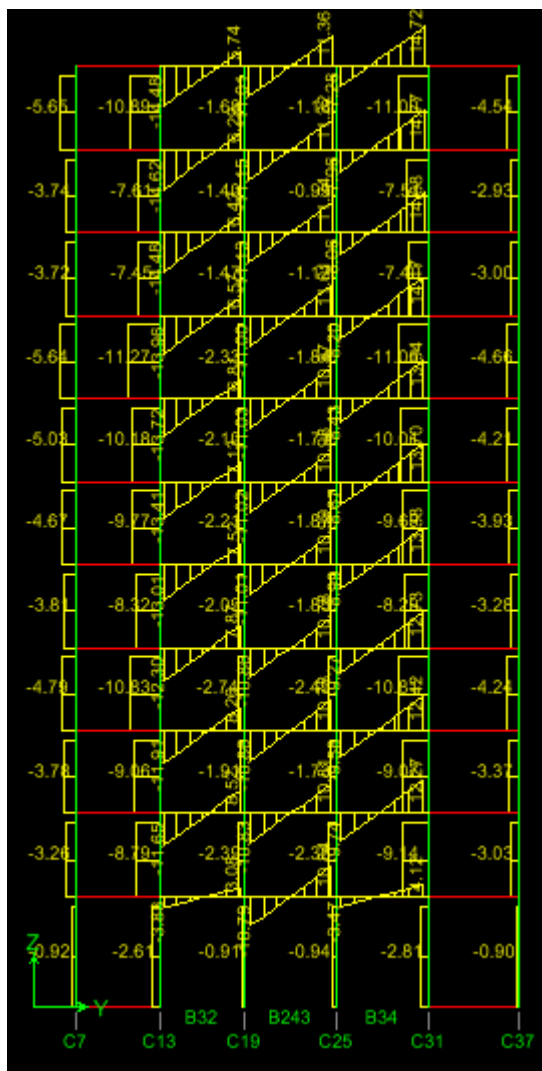


Fig V-9 : Exemple de l'effort tranchant à l'axe AA ( axe longitudinal sans voiles)



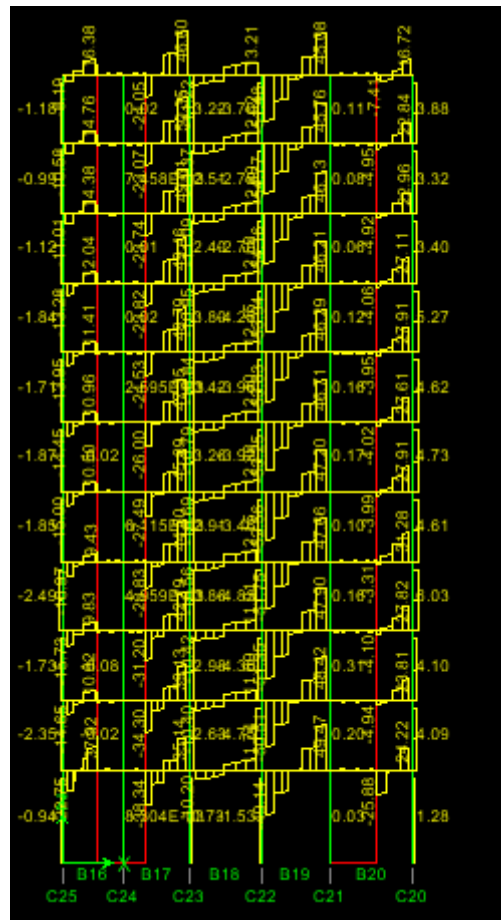


Fig V-11 : Exemple de l'effort tranchant à l'axe 6 (axe transversal sans voiles)

3) Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- Zone I ⇒ RDC, étage 1,2et3
- Zone II ⇒ Étage (4, 5,6et7)
- Zone III ⇒ Étages (8,9et10)

Les valeurs des contraintes de tractions et de compression maximales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right.$$

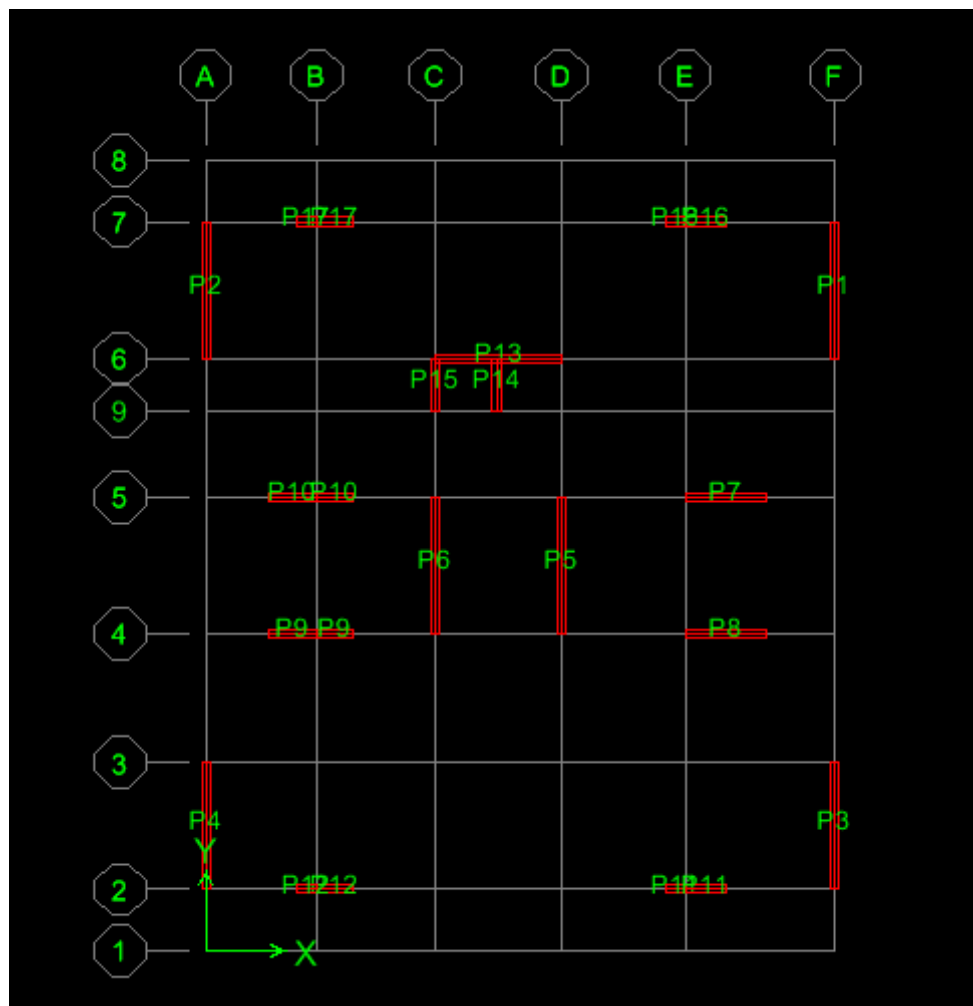
Avec :  $v = v' = \frac{L}{2}$

L : la longueur du voile.

S : la section du voile. ( $S = L \times e$ ).

I : le moment d'inertie du voile. ( $I = \frac{e \times L^3}{12}$ ).

Fig V-12 La disposition des voiles :



## Ø Les résultats des contraintes des voiles dans la zone I.

ZONE I(RDC,étage 1,2et3)							
Voiles			L(m):			3.35	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P5	-2241.49	1.36	1.31	-16.139	3.38	3.3
ELS	P5	-1639.33	0.99	0.95	-11.749	2.47	2.41
GQE	P6	-1965.49	-245.01	-1.05	-1396.176	6.65	-0.79
0.8GE	P6	-1791.73	-245.29	-0.96	-1394.995	6.4	-1.05
Voiles			L(m):			3.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P3	-1680.52	-14.22	-2.45	-39.032	2.83	2.58
ELS	P3	-1230.6	-10.31	-1.78	-28.333	2.07	1.89
GQE	P3	-1585.03	-127.04	-5.22	-594.873	4.41	0.69
0.8GE	P4	-1471	-166.23	-2.68	-859.006	5.05	-0.31
Voiles			L(m):			1.3	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P14	-886.75	-3.62	0.22	-7.916	3.55	3.27
ELS	P14	-648.1	-2.63	0.16	-7.746	2.63	2.35
GQE	P15	-1221.05	-36.39	-0.89	-70.087	5.94	3.45
0.8GE	P15	-1148	-36.35	-0.89	-69.899	5.65	3.17
Voiles			L(m):			2	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P7	-1875.69	1.11	-0.29	16.658	4.81	4.56
ELS	P7	-1325.13	0.81	-0.21	12.101	3.4	3.22
GQE	P8	-1513.1	-169.02	-0.38	-695.373	8.99	-1.43
0.8GE	P8	-1337.85	-169.13	-0.38	-697.428	8.57	-1.88

ZONE I(RDC,étage 1,2et3)							
Voiles			L(m):			2.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P10	-1624.35	2.27	-0.16	20.629	4	3.72
ELS	P10	-1186.53	1.65	-0.12	14.962	2.92	2.72
GQE	P9	-1316.74	-19.66	-1.56	-78.612	3.66	2.6
0.8GE	P9	-1167.15	-19.97	-1.56	-81.267	3.33	2.22
Voiles			L(m):			1.5	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P11	-1343.82	3.1	-1.29	11.079	4.62	4.33
ELS	P11	-981.11	2.24	-0.94	8.036	3.37	3.16
GQE	P11	-1114.74	-23.29	-1.72	-91.996	4.94	2.48
0.8GE	P11	-985.96	-23.74	-1.54	-93.532	4.53	2.03
Voiles			L(m):			3.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P13	-2124.13	-5.09	-0.08	50.593	3.58	3.26
ELS	P13	-1552.4	-3.69	-0.05	36.713	2.61	2.38
GQE	P13	-2171.79	-118.39	-0.62	-498.319	5.05	1.94
0.8GE	P13	-1982.49	-117.68	-0.61	-505.185	4.77	1.62
Voiles			L(m):			1.4	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P12	-1186.02	-3.9	-0.62	-3.127	4.28	4.18
ELS	P12	-866.04	-2.83	-0.45	-2.266	3.12	3.05
GQE	P12	-1005	-26.62	-1.04	-89.676	4.96	2.21
0.8GE	P12	-892.63	-26.08	-0.96	-89.217	4.55	1.82

Ø Les résultats des contraintes des voiles dans la zone II.

ZONE II(étage 4,5,6et7)							
Voiles			L(m):			3.35	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P5	-1544.5	11.45	5.24	3.569	2.31	2.29
ELS	P5	-1129.22	8.31	3.8	2.552	1.69	1.67
GQE	P6	-1350.37	-237.49	-6.48	-577.554	3.5	5.25
0.8GE	P6	-1224.47	-238.77	-5.86	-578.518	3.37	0.28
Voiles			L(m):			3.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P3	-1179.58	-38.53	-13.54	-74.34	2.13	1.67
ELS	P3	-863.29	-27.94	-9.83	-53.936	1.56	1.22
GQE	P3	-1102.25	-80.2	-22.16	-166.018	2.29	1.25
0.8GE	P3	-1007.97	-74.74	-20.38	-155.84	2.11	1.13
Voiles			L(m):			1.3	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P14	-592.69	-11.64	0.6	-17.137	2.58	1.97
ELS	P14	-433.09	-8.43	0.44	-12.406	1.88	1.44
GQE	P15	-526.36	-76.18	-0.46	-126.871	4.27	-0.22
0.8GE	P15	-475.13	-75.77	-0.43	-126.323	4.06	-0.41
Voiles			L(m):			2	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P7	-1211.49	4.75	-9.05	1.655	3.04	3.01
ELS	P7	-884.16	3.42	-6.56	1.108	2.21	2.2
GQE	P7	-910.9	-79.16	-9.04	-148.324	3.38	1.16
0.8GE	P7	-791.74	-80.11	-7.74	-149.389	3.09	0.86

ZONE II(étage 4,5,6et7)							
Voiles			L(m):			2.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{max}(MPa)$	$\sigma_{min}(MPa)$
ELU	P9	-1079.41	0	4.98	4.029	2.59	2.54
ELS	P9	-788.51	0.01	3.61	2.939	1.89	1.85
GQE	P9	-884.1	-33.09	-4.96	-47.191	2.42	1.78
0.8GE	P9	-784.6	-33	-5.67	-47.597	2.19	1.54
Voiles			L(m):			1.5	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{max}(MPa)$	$\sigma_{min}(MPa)$
ELU	P11	-952.28	22.87	-6.28	31.933	3.6	2.74
ELS	P11	-695	16.58	-4.55	23.145	2.62	2
GQE	P11	-803.54	-13.81	-8.04	-29.313	3.06	2.28
0.8GE	P11	-710.07	-16.99	-7.15	-33.897	2.81	1.91
Voiles			L(m):			3.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{max}(MPa)$	$\sigma_{min}(MPa)$
ELU	P13	-1433.25	-5.94	-0.58	16.781	2.36	2.25
ELS	P13	-1047.28	-4.24	-0.42	12.302	1.72	1.65
GQE	P13	-1366.69	-87.63	-2.16	-154.709	2.68	1.72
0.8GE	P13	-1237.21	-86.18	-2.08	-155.867	2.48	1.5
Voiles			L(m):			1.4	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{max}(MPa)$	$\sigma_{min}(MPa)$
ELU	P12	-839.13	-32.84	-2.98	-51.069	3.77	2.21
ELS	P12	-612.53	-23.84	-2.16	-37.078	2.75	1.62
GQE	P12	-709.61	-51.79	-4.61	-84.484	3.82	1.24
0.8GE	P12	-628.22	-47.4	-4.2	-77.732	3.43	1.05

## Ø Les résultats des contraintes des voiles dans la zone III.

ZONE III(étage 8,9et10)							
Voiles			L(m):			3.35	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P5	-710.42	20.11	7.72	21.689	1.11	1
ELS	P5	-519.58	14.61	5.59	15.729	0.81	0.73
GQE	P6	-572.37	-141.32	-8.44	-183.896	1.34	0.36
0.8GE	P6	-515.68	-143.42	-7.51	-186.546	1.26	0.27
Voiles			L(m):			3.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P3	-541.42	-41.51	-21.13	-74.445	1.1	0.64
ELS	P3	-396.36	-30.1	-15.35	-54.029	0.81	0.47
GQE	P3	-482.78	-52.38	-27.15	-123.102	1.16	0.39
0.8GE	P3	-440.56	-46.58	-24.42	-113.06	1.06	0.36
Voiles			L(m):			1.3	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P14	-266.16	-21.58	0.61	-32.688	1.6	0.44
ELS	P14	-194.57	-15.67	0.44	-23.726	1.17	0.33
GQE	P15	-328.88	-31.33	-1.66	-47.21	2.1	0.43
0.8GE	P15	-305.95	-30.33	-1.61	-45.715	1.99	0.36
Voiles			L(m):			2	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P7	-557.84	10.85	-10.97	12.297	1.48	1.3
ELS	P7	-407.36	7.87	-7.96	8.891	1.08	0.95
GQE	P8	-419.05	-33.11	4.93	-45.256	1.38	0.71
0.8GE	P8	-366.63	-35.3	3.6	-48.065	1.27	0.55

ZONE III(étage 8,9et10)							
Voiles			L(m):			2.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P9	-493.69	0.55	6.88	0.608	1.18	1.17
ELS	P9	-360.85	0.4	4.99	0.451	0.86	0.85
GQE	P10	-406.97	-47.22	-9.15	-47.918	1.29	0.64
0.8GE	P10	-364.01	-47.95	-8.24	-48.984	1.2	0.53
Voiles			L(m):			1.5	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P11	-444.98	42.38	-8.93	60.481	2.29	0.67
ELS	P11	-324.86	30.76	-6.48	43.899	1.67	0.49
GQE	P11	-370.36	6.68	-10.2	13.5	1.41	1.05
0.8GE	P11	-327.62	1.01	-8.99	5.383	1.16	1.02
Voiles			L(m):			3.1	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P13	-643.46	-22.43	-0.92	-27.161	1.12	0.95
ELS	P13	-470.39	-16.25	-0.67	-19.629	0.82	0.7
GQE	P13	-550.23	-55.15	-2.3	-71.802	1.11	0.66
0.8GE	P13	-493.95	-51.83	-2.18	-67.379	1	0.58
Voiles			L(m):			1.4	
Comb	Elément	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M(KN.m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)
ELU	P12	-392.81	-53.38	-4.9	-80.874	2.64	0.16
ELS	P12	-286.82	-38.75	-3.56	-58.723	1.92	0.12
GQE	P12	-322.87	-58.54	-6.27	-84.261	2.44	-0.13
0.8GE	P12	-285.49	-51.49	-5.63	-73.609	2.14	-0.11

**Conclusion :**

Après l'extraction des efforts internes (efforts normaux, efforts tranchants, moments fléchissant) dans les éléments de la structure, on passera au ferrailage.

# **CHAPITRE VI**

## **Ferraillage des éléments structuraux**

**VI) Ferrailage des éléments structuraux :**

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent (**Résultats d'étude aux chargements**) ; On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux ;

**VI-1) Ferrailage des Poteaux:****a) Armatures longitudinales :**

D'après le (**RPA99ver2003/Art7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

ü Leur pourcentage minimal sera de :

-0,8% en zone II  $\Rightarrow A_{\min}=0.008(bxh)$ .

- RDC étage(1,2,3)  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\min}=0.008(40x40)=12.80 \text{ cm}^2$ .
- Étages (4,5,6,7)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\min}=0.008(35x35)=09.80 \text{ cm}^2$ .
- Étages (8,9,10)  $\rightarrow (30x30) \Rightarrow A_{\min}=0.008(30x30)= 07.20 \text{ cm}^2$ .

ü Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante :

- RDC étage(1,2,3)  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\max}= 0.04 (40x40) = 64.00 \text{ cm}^2$ .
- Étages (4,5,6,7)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\max}= 0.04 (35x35) = 49.00 \text{ cm}^2$ .
- Étages (8,9,10)  $\rightarrow (30x30) \Rightarrow A_{\max}= 0.04 (30x30) = 36.00 \text{ cm}^2$ .

- 6% en zone de recouvrement :

- RDC étage(1,2,3)  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\max}= 0.06 (40x40) = 96.00 \text{ cm}^2$ .
- Étages (4,5,6,7)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\max}= 0.06 (35x35) = 73.50 \text{ cm}^2$ .
- Étages (8,9,10)  $\rightarrow (30x30) \Rightarrow A_{\max}= 0.06 (30x30) = 54.00 \text{ cm}^2$ .

ü Le diamètre minimum est de 12mm

ü La longueur minimale des recouvrements est de  $40 \phi$  en zone II.

ü La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

✓ La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

**b) Étapes du calcul : (cas d'une compression)**

Pour la Détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent représenter :

**b.1) Calcul des armatures à l'ELU :****Section partiellement comprimée (SPC) :**

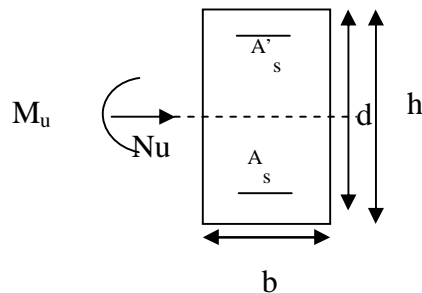
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right) \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right) \end{array} \right.$$

Calcul de centre de pression  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} .$$

Avec :

$M_f$ : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

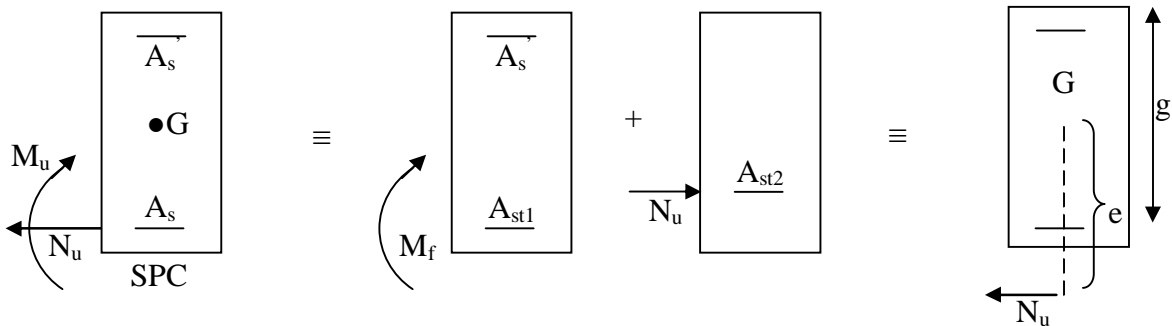
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \times \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{q \times g_b}$$

$g_b = 1,5$  Pour la situation durable.

$g_b = 1,15$  Pour la situation accidentelle.

$N_u$ : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$m_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si  $m \leq m_1 = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{b \times d \times s_s} \quad \text{avec : } s_s = \frac{f_e}{g_s}$$

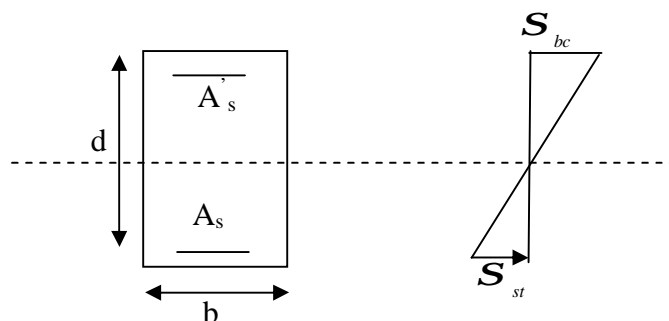
D'où la section réelle est  $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{s_s}$  si l'effort est négatif.

✓ Si  $m \geq m_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) :

On calcul:

$$M_f = m_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

$M_l$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{b_l \times d \times S_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') S_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times S_s} \quad \text{avec : } S_s = \frac{f_e}{g_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = \Delta A_{sc}$ ,  $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{S_s}$ .

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$ .
- $N_u \times (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$ .

Deux cas peuvent se présenter :

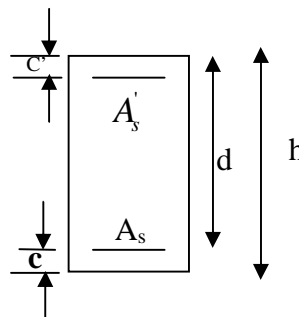
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c-à-d :

$$N \times (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A'_s > 0 \text{ et } A_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times S_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \langle N_u \times (d - c') \rangle \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s \rangle 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - 100 \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100 s_s}$$

$A_s = 0$ .

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{(0,3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}})}{(0,8571 - \frac{c'}{h})}$$

### Ø Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.2)}$$

- $V_u$  est l'effort tranchant de calcul
- $h_1$  hauteur totale de la section brute
- $f_e$  contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- $\rho$  est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- $t$  est l'espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est donné par le (RPA99ver2003/Art 7.4.2.2) comme suit:

### ▼ dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

$$t \leq 10\text{cm} \quad \text{en zone III}$$

**▼ dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et II}$$

$$t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\varnothing_1) \quad \text{en zone III}$$

$\varnothing_1$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t \cdot b_1$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$l_f$  : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de  $10\varnothing_{1,\min}$  ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées** verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\varnothing_{\text{cheminées}} > 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**▼ 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.

Ø Tableau VI-1-1 : Calcul des armatures dans le sens longitudinal.

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
(40x40)	Nmax = - 1352.55	Mcor = -0.022	SEC	0	0	12.8	14.2	4T16+4T14
	Nmin = 250.27	Mcor = 2.565	SEC	0	0			
	Ncor = -502.54	M = 25.417	SEC	0	0			
(35x35)	Nmax = -659.85	Mcor = 4.374	SEC	0	0	9.80	10,68	4T14+4T12
	Nmin = -13.19	Mcor = 1.098	SEC	0	0			
	Ncor = -233.26	M = 26.249	SEC	0	0			
(30x30)	Nmax = -265.23	Mcor = 6.16	SEC	0	0	7.2	9,03	8T12
	Nmin = -11.32	Mcor = -0.176	SEC	0	0			
	Ncor = -55.37	M = 20.587	SEC	0	1.58			

Ø Tableau VI-1-2 : Calcul des armatures dans le sens transversal.

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
(40x40)	Nmax = -1352.55	Mcor = -0.479	SEC	0	0	12.8	14.2	4T16+4T14
	Nmin = 250.27	Mcor = 0.81	SEC	0	0			
	Ncor = -631.54	M = -70.029	SEC	0	0			
(35x35)	Nmax = -659.85	Mcor =1.538	SEC	0	0	9.80	10.68	4T14+4T12
	Nmin = -13.19	Mcor =1.339	SEC	0	0			
	Ncor = -410.89	M = -57.976	SEC	0	0			
(30x30)	Nmax = -265.23	Mcor = 1.318	SEC	0	0	7.2	9.03	8T12
	Nmin = -11.32	Mcor = 6.386	SEC	0	0			
	Ncor = -68.43	M = -35.962	SEC	0	0			

c) Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$l_c$  : 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 :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Ø Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Ø Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

**Finalement la contrainte de compression dans le béton est :**  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

**Ø Tableau VI-1-3 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.**

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bsup</sub> (MPa)	σ <sub>binf</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	OBS	σ <sub>asup</sub> (MPa)	σ <sub>aïnf</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	OBS
(40x40)	-831.38	-0.016	14.2	4.10	4.10	15	vérifiée	61.50	61.60	348	Vérifiée
	-201.64	-0.208		1.00	1.00	15	vérifiée	14.80	15.10	348	Vérifiée
	-385.44	-4.878		1.60	2.20	15	vérifiée	24.80	32.30	348	Vérifiée
(35x35)	-480.75	3.174	10.68	3.40	2.80	15	vérifiée	50.30	43.00	348	Vérifiée
	-80.63	-0.128		0.50	0.50	15	vérifiée	7.70	8.00	348	Vérifiée
	-212.12	-7.081		0.80	2.00	15	vérifiée	12.40	28.70	348	Vérifiée
(30x30)	-193.47	4.472	9.03	2.20	1.10	15	vérifiée	32.50	17.10	348	Vérifiée
	-8.25	-0.128		0.10	0.10	15	vérifiée	0.80	1.30	348	Vérifiée
	-53.58	-7.416		0.00	1.50	15	vérifiée	-10.30	20.60	348	Vérifiée

**Ø Tableau VI-1-4 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.**

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bsup</sub> (MPa)	σ <sub>binf</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	OBS	σ <sub>asup</sub> (MPa)	σ <sub>aïnf</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	OBS
(40x40)	-831.38	-0.347	14.2	4.10	4.10	15	vérifiée	61.30	61.80	348	Vérifiée
	-201.64	3.956		1.20	0.80	15	vérifiée	18.00	11.90	348	Vérifiée
	-240.98	17.406		2.20	0.20	15	vérifiée	31.20	4.50	348	Vérifiée
(35x35)	-480.75	1.117	10.68	3.20	3.00	15	vérifiée	47.90	45.40	348	Vérifiée
	-80.63	4.155		0.90	0.20	15	vérifiée	12.60	3.00	348	Vérifiée
	-217.8	-16.602		0.00	2.80	15	vérifiée	2.00	40.20	348	Vérifiée
(30x30)	-193.47	0.958	9.03	1.80	1.50	15	vérifiée	26.40	23.10	348	Vérifiée
	-8.25	4.647		0.80	0.00	15	vérifiée	9.90	-16.40	348	Vérifiée
	-16.56	-15.678		0.00	2.60	15	vérifiée	-60.60	31.80	348	Vérifiée

**Ø Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{r_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{(RPA99ver 2003/Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

T<sub>u</sub> : effort tranchant de calcul.

b<sub>1</sub> : hauteur total de la section brute.

f<sub>e</sub> : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_1$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_1 = \begin{cases} 2.5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_1 \geq 5. \\ 3.75 & \text{dans le cas contraire.} \end{cases}$$

L'élanement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $I_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \cdot l_0 \quad l_0 : \text{longueur libre du poteau.}$$

$l_0 = 408$  cm pour les Poteaux de ( RDC).

$l_0 = 306$  cm pour les Poteaux de (Étages).

**Sens xx :**

$$\emptyset \text{ Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : I = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 408 = 24.73$$

$$\emptyset \text{ Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : I = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$$

$$\emptyset \text{ Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 : I = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$$

On remarque que  $\lambda > 5$  donc  $\rho_1 = 2.5$

#### **d) Espacement des armatures transversales :**

Selon le (RPA99ver2003/Art 7.4.2.2) la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

**√ Poteaux (40x40) :****Ø En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

**Ø En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1$$

$$\text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$$

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 1692 \times 10^3}{40 \times 40000} = 0.4\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{T8} = 2.00\text{cm}^2$$

**√ Poteaux (35x35) :****Ø En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

**Ø En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1$$

$$\text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$$

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 1783 \times 10^3}{35 \times 40000} = 0.48\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{T8} = 2.00\text{cm}^2$$

**▼ Poteaux (30x30) :****Ø En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

**Ø En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1$$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 14.41 \times 10^3}{30 \times 40000} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = \mathbf{4T8 = 2.00 \text{ cm}^2}$$

**e) Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA99ver2003/Art 7.4.2.2)**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si  $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$  Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

**▼ En zone nodale :**

$$\text{Ø Poteaux de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Ø Poteaux de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Ø Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

**▼ En zone courante:**

- Ø Poteau de  $(40 \times 40) \text{cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{cm}^2$ .
- Ø Poteau de  $(35 \times 35) \text{cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{cm}^2$ .
- Ø Poteau de  $(30 \times 30) \text{cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.35 \text{cm}^2$

**Ø Ferrailage des poteaux:**

Les sections d'armatures adoptées pour les poteaux, dans les deux sens sont :

- ZONE I : 4HA16 + 4HA14
- ZONE II : 4HA14 + 4HA12
- ZONE III : 8HA12.

**VI-2) Ferrailage des poutres :**

**Ø Armatures longitudinales :**

D'après le (RPA 99/Art7.5.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- ü Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ü Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- ü Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ü La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$ .

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$  et  $\gamma_b = 1.5$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera

donnée par la formule :  $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de  $M_\ell$  ;  $M_\ell = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$  et  $\Delta M = M_u - M_\ell$

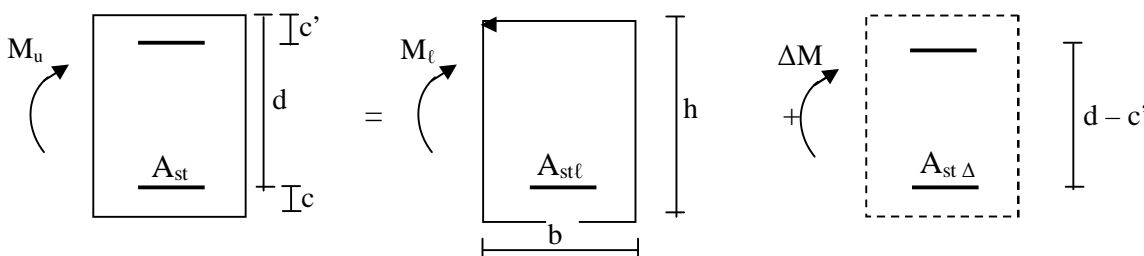
Avec  $M_u$  : moment sollicitant.

$M_\ell$  : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$



**Fig.VI-2-1 : schéma de calcul en flexion simple**

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$ [MPa]	$f_{bu}$ [MPa]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_{st}$ [MPa]
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

✓ **Armatures longitudinales :**

Ø **Poutres principales (30x35) :**

1) **Tableau VI-2-2 : Ferrailage des poutres principales (30x35) en travée :**

Niveau	M (Kn.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC, Etages 1 et 2et3	77.982	0.168	SSA	0.907	7.49	8.01	<b>3T14+3T12</b>
Etages 4,5,6,7,8et9	85.056	0.184	SSA	0.898	8.26	8.01	<b>3T14+3T12</b>
Etage 10	49.797	0.108	SSA	0.943	4.6	8.01	<b>3T14+3T12</b>

2) **Tableau VI-2-3 : Ferrailage des poutres principales (30x35) aux appuis :**

Niveau	M (Kn.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC, Etages 1,2et3	93.438	0.202	SSA	0.886	9.19	10.64	<b>3T16+3T14</b>
Etages 4,5,6,7,8et9	99.928	0.216	SSA	0.877	9.93	10.64	<b>3T16+3T14</b>
Etage10	67.553	0.146	SSA	0.921	6.39	10.64	<b>3T16+3T14</b>

Ø **Poutre secondaires (25x30) :**

1) **Tableau VI-2-4 : Ferrailage des poutres secondaires (25x30) en travée :**

Niveau	M (Kn.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC, Etages 1,2et3	56.918	0.205	SSA	0.884	6.61	8.01	<b>3T14+3T12</b>
Etages 4,5,6,7,8et9	65.127	0.235	SSA	0.864	7.74	8.01	<b>3T14+3T12</b>
Etage 10	43.752	0.158	SSA	0.914	4.92	8.01	<b>3T14+3T12</b>

2) **Tableau VI-2-5 : Ferrailage des poutres secondaires (25x30)Aux appuis :**

Niveau	M (Kn.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC, Etages 1,2et3	57.638	0.208	SSA	0.882	6.71	8.01	<b>3T14+3T12</b>
Etages 4,5,6,7,8et9	64.619	0.233	SSA	0.866	7.67	8.01	<b>3T14+3T12</b>
Etage 10	58.824	0.212	SSA	0.88	6.87	8.01	<b>3T14+3T12</b>

• **Les recommandations du RPA99ver 2003:**

a) **Armatures longitudinales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être des aciers haute adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$  en toute section.

Poutres principales (30x35) :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

Poutres secondaires (25x30) :  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$ .

Pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$  en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$  en zone de recouvrement.

• **Poutres principales (30x 35) :**

$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$  (en zone courante)

$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement)

• **Poutres secondaires : (25x30)**

$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$  (en zone courante)

$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

**b) Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :  $\Phi$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Poutres principales (30x35):

$$S_t \leq \min ( 8.75, 14.4, 30 ) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left( \frac{35}{2} \right) = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- Poutres secondaires (25x30) :

$$S_t \leq \min ( 7.5 , 14.4 , 25 ) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \left( \frac{30}{2} \right) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.525 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.125 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

**✓ Vérifications à L'ELU :**

**1) Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL99/Art4.2.1)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (30x35) cm<sup>2</sup>:  
b= 30cm ;h=35cm ;d=33cm

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 < 8.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Poutres secondaires de (25x30) cm<sup>2</sup>:

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2 < 8.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**2) Justification de l'effort tranchant : (BAEL99/Art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement

Égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}; T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales (30x35) :  $\tau_u = \frac{96.91 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.98 \text{MPa.}$

- Poutres secondaires (25x30)  $t_u = \frac{74.37 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 1.06 \text{MPa.}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :  $t_u \leq \bar{T}_u$  ;

Avec :

$$t_u \bar{=} \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{g_b}; 5 \text{MPa} \right) \Rightarrow t_u \bar{=} \min (0.2 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

- Poutres principales (30x35)  $\tau_u = 0.98 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

- Poutres secondaires (25x30)  $\tau_u = 1.06 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

**3) Influence de l'effort tranchant aux appuis : (BAEL99/Art A.5.1.321)**

**Ø Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$  on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- Poutres principales (30x35) :  $96.91 - \frac{67.009}{0.9 \times 0.33} = -128.71 < 0$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires .

- Poutres secondaires (25x35) :  $74.37 - \frac{52.228}{0.9 \times 0.28} = -132.88 < 0$

**Ø Sur béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art A.5.1.32})$$

- Poutres principales (30x35):

$$T_u = 96.91 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594.00 \text{ KN}$$

Poutres secondaires: (25x30) :

$$T_u = 74.37 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.28 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 420.00 \text{ KN}$$

### 5) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (BAEL 99/Art. A.6.1.2.1)

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

$$\bar{t}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa. Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{t}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales (30x35) :

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{96.91 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.7} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{t}_{se}$$

- Poutres secondaires (25x30) :

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{74.37 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 263.76} = 1.11 \text{ MPa} < \bar{t}_{se}$$

### Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

### Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

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

Pour les T<sub>14</sub> : l<sub>s</sub> = 49.38cm.

Pour les T<sub>12</sub> : l<sub>s</sub> = 42.32cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0.4 l<sub>s</sub>, pour les aciers HA.

Pour les Φ14 : l<sub>a</sub> = 19.75cm.

Pour les Φ16 : l<sub>a</sub> = 16.93cm.

### Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : Dimensions du poteau.

h<sub>e</sub> : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H' = max { 62 ; 40 ; 40 ; 60cm } = 60cm

L' = 2×35 = 70 cm : poutre principales.

L' = 2×30 = 60 cm : poutre secondaires.

**NB** : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

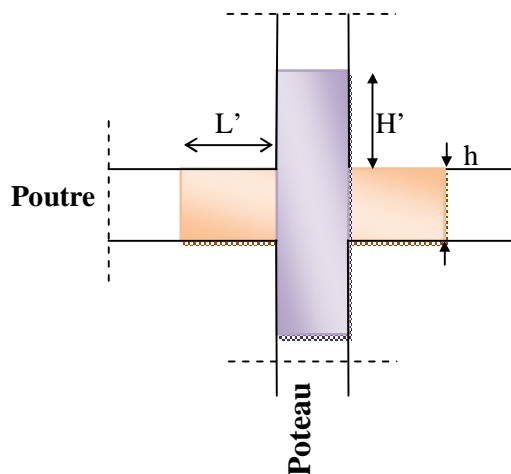


Fig.VI-2-6 : délimitation de la zone nodale

**✓ Vérification à l'ELS :**

**1) État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**2) État limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul :

$$r_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

Avec :

$$s_s = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant

**Ø Tableau VI-2-7 : Vérification du ferrailage des poutres Principales (30x35) à l'ELS.**

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	OBS	
RDC, 1,2et3	20.272	8.01	0.809	0.871	0.042	88.02	3.69	15	Vérifiée	Travée
	34.647	10.64	1.075	0.857	0.05	115.14	5.77	15	Vérifiée	Appuis
4,5,6,7,8et9	23.02	8.01	0.809	0.871	0.042	99.95	4.19	15	Vérifiée	Travée
	48.665	10.64	1.075	0.857	0.05	161.73	8.10	15	Vérifiée	Appuis
10	25.432	8.01	0.809	0.871	0.042	110.42	4.63	15	Vérifiée	Travée
	40.273	10.64	1.075	0.857	0.05	133.84	6.71	15	Vérifiée	Appuis

Ø Tableau VI-2-8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires(25x30) à l'ELS.

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	OBS	
RDC, 1, 2et 3	4.175	8.01	1.144	0.854	0.052	21.81	1.14	15	Vérifiée	Travée
	9.425	8.01	1.144	0.854	0.052	49.22	2.57	15	Vérifiée	Appuis
4,5,6,7,8et9	15.636	8.01	0.986	0.854	0.052	81.66	4.26	15	Vérifiée	Travée
	37.93	8.01	0.986	0.854	0.052	198.10	10.33	15	Vérifiée	Appuis
10	15.802	8.01	0.986	0.854	0.052	82.53	4.30	15	Vérifiée	Travée
	38.339	8.01	0.986	0.854	0.052	200.24	10.44	15	Vérifiée	Appuis

2) État limite de déformation :

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

Ø Calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

• Sens des Poutres principales (30x35)

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{366}{1000} + 0.5 = 0.866\text{cm} = 8.66\text{mm}$

• Sens des Poutres secondaires (25x30)

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0.68\text{cm} = 6.8\text{mm}$

La valeur de la flèche est :  $f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$

Avec :  $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.86\text{MPa}$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :  $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (I \times u)}$

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

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

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures).  $r = \frac{A}{b_0 \times d}$

La contrainte dans les aciers tendus : σ<sub>s</sub> est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :  $I_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times r} = \frac{0.0084}{r}$  ;  $m = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times r \times S_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

**Ø Tableau VI-2-9 : Vérification de la flèche dans les poutres Principales :(30x35)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\lambda$	$\sigma_s$ (MPa)	$\beta_1$	$\mu$	I (cm <sup>4</sup> )
10	25.432	366	10818.87	35	8.01	0.008	1.038	97.78	0.984	0.302	13605
4,5,6,7 8et9	23.02	366	10818.87	35	8.01	0.008	1.038	88.51	0.984	0.26	13605
RDC, 1 et 2	20.272	366	10818.87	35	8.01	0.008	1.038	77.94	0.984	0.205	13605

**Ø Tableau VI-2-10 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :(25x35)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\lambda$	$\sigma_s$ (MPa)	$\beta_1$	$\mu$	I (cm <sup>4</sup> )
10	15.802	340	10818.87	30	8.01	0.011	0.734	71.82	0.981	0.318	76
4,5,6,7 8 et 9	15.636	340	10818.87	30	8.01	0.011	0.734	71.06	0.981	0.313	76
RDC, 1,2et3	4.175	340	10818.87	30	8.01	0.011	0.734	18.98	0.981	0	76

**Conclusion :** la flèche est vérifiée.

**▼ Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- Ø  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- Ø  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- Ø La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.





**VI-3) Ferrailage des voiles :****3.1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Zone I ⇒ RDC, étage (1,2et3)

Zone II ⇒ Étages (4, 5,6et7).

Zone III ⇒ Étages (8,9et10)

**3.2) Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$s_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$s_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier *résultat d'étude aux chargements*.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ Avec :}$$

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{S_{\max}}{S_{\max} + S_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

$L_t$  : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

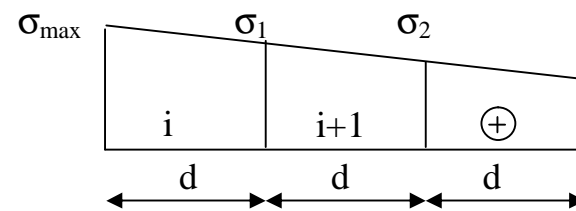
Diagrammes des contraintes obtenues :

▼ Section entièrement comprimée :

$\sigma_{\min}$

$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{S_1 + S_2}{2} \times d \times e$$

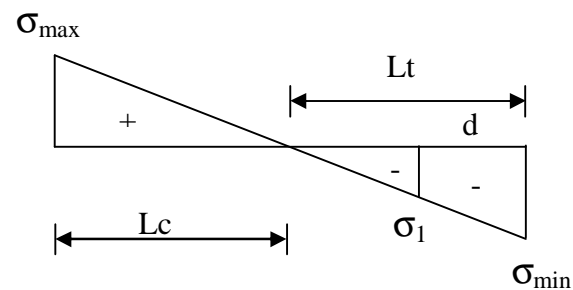


Avec : e (épaisseur du voile).

▼ Section partiellement comprimée :

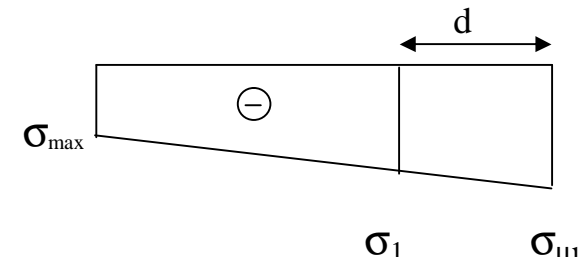
$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{S_1}{2} \times d \times e$$



Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$



3.3) Détermination des armatures :

a) Armatures verticales :

Ø Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{t28}}{S_{s2}}$$

B : section du voile

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa.}$$

○ Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

Ø Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{S_{s1}}$$

$$S_{s1} : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

○ Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91 :  $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$  (cm<sup>2</sup>)

- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) :  $A_{\min} = 0,2 \% B$  (cm<sup>2</sup>)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max \left( \frac{B f_{t28}}{f_c} ; 0,002B \right)$$

#### Ø Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à 1 \%} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

#### o Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{B \times f_{t28}}{f_c} ; 0,002 \times B \right)$$

#### b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$

$$\text{- D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{- D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% \times B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

#### c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

**d) Armatures de coutures :(RPA 99ver 2003/Art 7.7.4.3)**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**e) Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

**f) Espacement :**

D'après (RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3) ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (1.5 \times e ; 30\text{cm})$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

**g) Longueur de recouvrement :(RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3)**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**h) Diamètre minimal :(RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.1)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

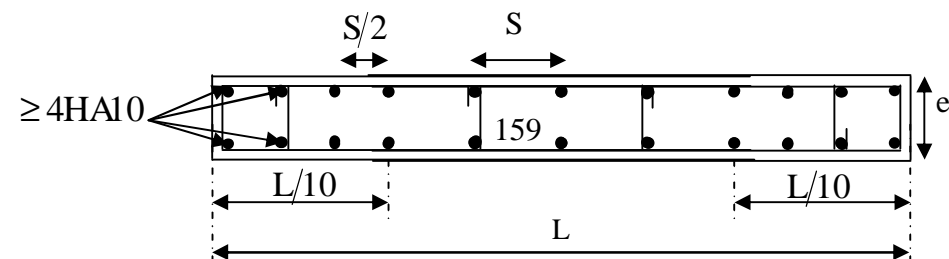


Fig VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les ..

**3.4) Vérification à L'ELS :****Pour cette étape, il considère :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$s_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{s}_b$$

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

Avec :

N<sub>ser</sub> : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :****D'après le RPA 2003 :**

$$t_b \leq \bar{t}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$t_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :  $V = 1.4 \times V_{u,calcul}$ b<sub>0</sub> : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h )

h : Hauteur totale de la section brute

**• D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$t_u \leq \bar{t}_u$$

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :  $t_u$  : contrainte de cisaillement

$$t_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{g_b}, 5MPa\right); \text{ Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

### b) Exemple de calcul :

#### b.1) Armatures verticales :

Soit à calculer le ferrailage du voile  $L = 3.35m$  de la zone I :

$$L = 3.35 \text{ m}, e = 0,2 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 6650 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\min} = -790 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{6650}{6650 + 790} \cdot 3.35 = 2.99 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.35 - 3.00 = 0.36 \text{ m}$$

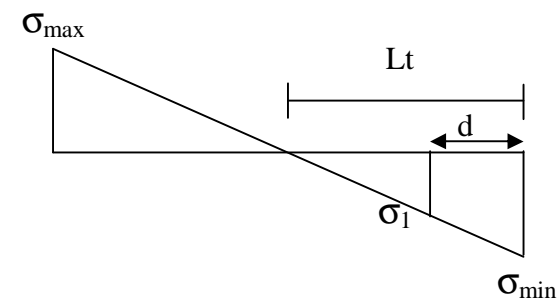
$$d \leq \min(2.04 ; 2.00)$$

$$\Rightarrow d = 2.00 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en une bande de longueur de ( $d = 0.15$ )

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(0.36 - 0.15) \times (790)}{0.36} = 451.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(L_t - 2d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(0.36 - 2 \times 0.15) \times (790)}{0.36} = 112.85 \text{ KN/m}^2$$



$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{790 + 451.42}{2} \times 0.15 \times 0.2 = 18.62 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{451.42 + 112.85}{2} \times 0.15 \times 0.2 = 8.46 \text{ KN}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{v1} = \frac{18.62 \times 10}{400} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{8.46 \times 10}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

- b.2) Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max \left( 0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (0.45 \text{ cm}^2, 1.57 \text{ cm}^2)$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est :

Soit : 2HA12  $A_v = 2.25 \text{ cm}^2$  / bande

Donc pour le voile **P5** de longueur 3.35 m on adopte : **16HA12 = 18.10 cm<sup>2</sup>/ nappe** ; avec :  $S_t = 22 \text{ cm}$ .

- b.3) Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 99 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = 6.215 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 11.25 \text{ cm}^2$

Soit : 15HA10 = 11.78 cm<sup>2</sup>/ml

Soit : 8HA10 = 6.28 cm<sup>2</sup>/ nappe avec :  $S_t = 30 \text{ cm}$

- b.4) Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

**b.5) Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 245.01 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 9.43 \text{ cm}^2$$

Soit :

**b.6) Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\text{- BAEL 91 : } t_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{245.01 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3350} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0.41 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } t_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 245.01 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3350} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$t_b = 0.57 \text{ MPa} < \bar{t}_b = 5 \text{ MPa}$$

**b.7) Vérification de la contrainte du béton :**

$$s_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow s_b = \frac{1639.33 \times 10^3}{200 \times 3350 + 15 \times 18.10 \times 10^2} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$s_b = 2.35 \text{ MPa} \leq \bar{s}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI-3-1 : Ferrailages des voiles :**



ZONE III						
	VOILE	P1,P2,P5 et P6	P3 et P4	P14 et P15	P7 et P8	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,35	3,1	1,3	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	S (m <sup>2</sup> )	0,67	0,62	0,26	0,4	
	I (m <sup>4</sup> )	0,63	0,50	0,04	0,13	
	Vu (KN)	-141,32	-52,38	-31,33	10,85	
	Ns (KN)	-519,58	-396,36	-194,57	-407,36	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1340	1160	2100	1480	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	270	360	330	550	
	Nature de la section	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	
	Lc (m)	2,79	2,37	1,12	1,46	
	Lt (m)	0,56	0,73	0,18	0,54	
	d (m)	0,15	0,150	0,15	0,15	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	1282,44	1109,28	1863,68	1384,33	
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	1224,8	1058,55	1627,35	1288,66	
	N1 (KN)	39,34	34,04	59,46	42,96	
N2 (KN)	37,61	32,52	52,37	40,09		
Armatures minimal	Amin (cm <sup>2</sup> )/bande	1,58	1,58	1,58	1,58	
Armatures vertical	Av1 (cm <sup>2</sup> )/bande	-34,19	-31,7	-12,16	-19,93	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )/bande	-34,23	-31,74	-12,34	-20	
Armatures de co	Avj (cm <sup>2</sup> )	5,44	2,02	1,21	0,42	
Armatures vertical adoptées	A (cm <sup>2</sup> )/bande /nappe	0,79	0,79	0,79	0,79	
	A (cm <sup>2</sup> ) calculée total/nappe	17,58	16,27	6,82	10,5	
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	19,2	18,1	7,92	11,31	
	Choix des barres	<b>17HA12</b>	<b>16HA12</b>	<b>7HA12</b>	<b>10HA12</b>	
	Sv (cm)	20	20	20	20	
	Avj adoptée	5,65	5,65	5,65	5,65	
Choix de la section(Avj)	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12		
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> ) totale	10,05	9,3	3,9	6	
	AH adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,77	11,77	11,77	11,77	
	Choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>15HA12</b>	<b>15HA12</b>	<b>15HA12</b>	
	Espacement St (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	<b>04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup></b>				
	$\tau_u = 4$ MPa	$\tau_u$	0,23	0,09	0,13	0,03
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	0,75	0,61	0,07	0,98

ZONE III						
	VOILE	P9 et P10	P11 et P16	P13	P12 et P17	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	1,5	3,1	1,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	S (m <sup>2</sup> )	0,42	0,3	0,62	0,28	
	I (m <sup>4</sup> )	0,15	0,06	0,50	0,05	
	Vu (KN)	-47,22	42,38	-22,43	-53,38	
	Ns (KN)	-360,85	-324,86	-470,39	-286,82	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1290	2290	1120	2640	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	530	490	580	110	
	Forme de la section	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SPC</b>	
	Lc (m)	1,49	1,24	2,04	0,06	
	Lt (m)	0,61	0,26	1,06	1,34	
	d (m)	0,15	0,150	0,15	0,150	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	1213,41	2071,48	1080,34	-184,64	
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	1136,82	1852,97	1040,68	-479,39	
	N1 (KN)	37,55	65,42	33,01	-1,12	
N2 (KN)	35,25	58,87	31,82	9,96		
Armatures minimal	Amin (cm <sup>2</sup> )/bande	1,58	1,58	1,58	1,58	
Armatures vertical	Av1 (cm <sup>2</sup> )/bande	-21,11	-14,11	-31,72	-0,03	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )/bande	-21,17	-14,28	-31,75	-0,25	
Armatures de co	Avj (cm <sup>2</sup> )	1,82	1,63	0,86	2,06	
Armatures vertical	(cm <sup>2</sup> )/bande /nappe	0,79	0,79	0,79	0,79	
adoptées	A (cm <sup>2</sup> ) calculée total/nappe	11,02	7,87	16,27	7,35	
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,31	9,03	18,1	9,03	
	Choix des barres	<b>10HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>16HA12</b>	<b>8HA10</b>	
	Sv (cm)	20	20	20	20	
	Avj adoptée	5,65	5,65	5,65	5,65	
	Choix de la section(Avj)	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> ) totale	6,3	4,5	9,3	4,2	
	AH adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,77	11,77	11,77	11,77	
	Choix de la section	<b>15HA12</b>	<b>15HA12</b>	<b>15HA12</b>	<b>15HA12</b>	
	Espacement St (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	<b>épingles de HA8 / m<sup>2</sup></b>				
	$\tau_u = 4 \text{ MPa}$	$\tau_u$	0,23	0,09	0,13	0,03
	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc}$	0,75	0,61	0,07	0,98

ZONE II						
	VOILE	P9etP10	P11 et P16	P13	P7 et P8	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	1,5	3,1	1,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	S (m <sup>2</sup> )	0,42	0,3	0,62	0,28	
	I (m <sup>4</sup> )	0,15	0,06	0,50	0,05	
	Vu (KN)	0	22,86	-87,63	-51,79	
	Ns (KN)	-788,51	-695	-1047,28	-612,53	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	2590	3600	2680	3820	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1540	1910	1500	1050	
	Nature de la section	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	
	Lc (m)	0,78	0,52	1,11	0,30	
	Lt (m)	1,32	0,98	1,99	1,1	
	d (m)	0,150	0,150	0,150	1,50	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	2470,41	3341,34	2590,95	3441,64	
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	2350,81	3082,67	2501,89	3063,27	
	N1 (KN)	75,91	104,12	79,06	108,92	
N2 (KN)	72,32	96,36	76,39	97,57		
Armatures minimal	Amin (cm <sup>2</sup> )/bande	1,58	1,58	1,58	1,58	
Armatures vertical	Av1 (cm <sup>2</sup> )/bande	-20,15	-13,15	-30,57	-11,98	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )/bande	-20,24	-13,34	-30,64	-12,26	
Armatures de co	Avj (cm <sup>2</sup> )	0	0,88	3,37	1,99	
Armatures vertical adoptées	A (cm <sup>2</sup> )/bande /nappe	0,79	0,79	0,79	0,79	
	cm <sup>2</sup> ) calculée total/nappe	11,02	7,87	16,27	7,35	
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,31	9,04	18,1	9,04	
	Choix des barres	<b>10HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>16HA12</b>	<b>8HA12</b>	
	Sv (cm)	20	20	20	20	
	Avj adoptée	3,14	3,14	4,71	3,14	
Choix de la section(Av	4HA10	4HA10	6HA10	4HA12		
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> ) totale	6,3	4,5	9,3	4,2	
	AH adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,78	11,78	11,78	11,78	
	Choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	
	Espacement St (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	<b>04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup></b>				
	$\tau_u = 4$ MPa	$\tau_u$	0	0,08	0,16	0,21
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	1,8	2,22	3,11	2,09

## ZONE II

	VOILE	P1, P2,P5et6	P3 et P4	P14 et P15	P7 et P8	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,35	3,1	1,3	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	S (m <sup>2</sup> )	0,67	0,62	0,26	0,14	
	I (m <sup>4</sup> )	0,63	0,50	0,04	0,13	
	Vu (KN)	-237,49	-80,62	-76,18	-79,16	
	Ns (KN)	-1129,22	-863,29	-433,09	-884,16	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3500	2290	4270	3380	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	280	1130	220	860	
	nature de la section	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SPC</b>	<b>SEC</b>	
	Lc (m)	0,25	1,02	0,06	0,41	
	Lt (m)	3,10	2,08	1,24	1,59	
	d (m)	0,150	0,150	0,150	0,15	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	3344,29	2206,17	-298,08	3142,91	
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	3188,57	2122,35	-816,15	2905,82	
	N1 (KN)	102,66	67,44	-1,17	97,84	
	N2 (KN)	97,99	64,93	-16,71	90,73	
Armatures minimales	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	1,58	1,58	1,58	1,58	
Armatures verticales	Av1 (cm <sup>2</sup> )/bande	-32,61	-30,86	-0,03	-18,55	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )/bande	-32,73	-30,93	-0,42	-18,73	
Armatures de coffrage	Avj (cm <sup>2</sup> )	9,14	3,1	2,93	3,05	
Armatures verticales	(cm <sup>2</sup> )/bande /nappe	0,79	0,79	0,79	0,79	
adoptées	A (cm <sup>2</sup> ) calculée total/nappe	17,59	16,27	6,83	10,5	
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	19,2	18,1	7,92	10,31	
	Choix des barres	<b>17HA12</b>	<b>16HA12</b>	<b>7HA12</b>	<b>10HA12</b>	
	Sv (cm)	22	20	20	20	
	Avj adoptée	11,78	7,92	3,14	7,92	
	Choix de la section(Avj)	12HA12	7HA12	4HA10	7HA12	
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> ) totale	10,05	9,3	3,9	6	
	AH adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,78	11,78	11,78	11,78	
	Choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	
	Espacement St (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	<b>04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup></b>				
	$\tau_u = 4$ MPa	$\tau_u$	0,39	0,14	0,33	0,22
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	1,62	1,24	1,59	5,63

ZONE I					
	VOILE	P1, P2,P5etP	P3 et P4	P14 et P15	P7 et P8
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,35	3,1	1,3	2
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	S (m <sup>2</sup> )	0,67	0,62	0,26	0,4
	I (m <sup>4</sup> )	0,63	0,50	0,04	0,13
	Vu (KN)	-245,01	-166,23	-36,39	-169,02
	Ns (KN)	-1639,33	-1230,6	-648,1	-1325,13
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6650	5050	5940	8990
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	790	310	2350	2350
	Nature de la section	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SEC</b>	<b>SPC</b>
	Lt (m)	0,36	0,18	0,37	0,41
	Lc (m)	2,99	2,92	0,9314837	1,5855379
	d (m)	0,150	0,150	0,150	1,50
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	456,87	50,65	5360,98	1499,50
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	123,73	-208,71	4781,96	649,00
	N1 (KN)	18,70	5,41	169,51	57,74
N2 (KN)	8,71	-2,37	152,14	32,23	
Armatures minimal	Amin (cm <sup>2</sup> )/bande	1,58	1,58	1,58	1,58
Armatures vertical	Av1 (cm <sup>2</sup> )/bande	0,47	0,14	-9,41	1,44
	Av2 (cm <sup>2</sup> )/bande	0,22	-0,06	-9,85	0,81
Armatures de co	Avj (cm <sup>2</sup> )	9,43	6,4	1,36	6,51
Armatures vertical adoptées	Amin (cm <sup>2</sup> )/bande /nap	0,79	0,79	0,79	0,79
	Amin (cm <sup>2</sup> ) calculée total/na	17,59	16,28	6,825	10,5
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	19,2	18,1	7,92	10,31
	Choix des barres	<b>17HA12</b>	<b>16HA12</b>	<b>7HA12</b>	<b>10HA12</b>
	Sv (cm)	22	20	20	22
	Avj adoptée	11,78	7,92	3,14	7,92
Choix de la section(Av	12HA12	7HA12	4HA10	7HA12	
Armatures horizontales totales	AH (cm <sup>2</sup> ) totale	9,75	9,3	3,9	6
	AH adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,78	11,78	11,78	11,78
	Choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>
	Espacement St (cm)	30	30	30	30
Armatures transversales	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	<b>04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup></b>			
	$\tau_u = 4$ MPa $\tau_u$	1,25	0,15	0,92	1,41
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa $\sigma_{bc}$	2,35	1,9	1,72	3,19

ZONE I

		<b>ZONE 1</b>				
		VOILE	P9etP10	P11 et P16	P13	P7 et P8
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	1,5	3,1	1,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	S (m <sup>2</sup> )	0,42	0,3	0,62	0,28	
	I (m <sup>4</sup> )	0,15	0,06	0,50	0,05	
	Vu (KN)	-19,66	-23,29	-118,39	-26,62	
	Ns (KN)	-1186,53	-981,11	-1552,4	-866,04	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3660	4940	5050	4960	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	2220	2030	1620	1820	
	Nature de la section	<b>SPC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	
	Lt (m)	0,79	0,44	0,75	0,38	
	Lc (m)	1,31	1,06	2,3470765	1,0241888	
	d (m)	0,150	0,150	0,150	1,50	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	1800,00	4529,42	4830,79	4500,12	
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	1380,00	4118,84	4611,58	4040,25	
	N1 (KN)	60,30	142,04	148,21	141,90	
N2 (KN)	47,70	129,72	141,21	128,11		
Armatures minimal	Amin (cm <sup>2</sup> )/bande	1,58	1,58	1,58	1,58	
Armatures vertical	Av1 (cm <sup>2</sup> )/bande	1,51	-12,20	-9,41	-11,15	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )/bande	1,19	-12,51	-28,84	-11,50	
Armatures de co	Avj (cm <sup>2</sup> )	0,76	0,9	4,56	1,02	
Armatures vertical adoptées	min (cm <sup>2</sup> )/bande /nap	0,79	0,79	0,79	0,79	
	cm <sup>2</sup> ) calculée total/na	11,03	7,87	16,27	7,35	
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,31	9,04	18,1	9,04	
	Choix des barres	<b>10HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>16HA12</b>	<b>8HA12</b>	
	Sv (cm)	20	20	20	20	
	Avj adoptée	3,14	3,14	4,71	3,14	
	choix de la section(Av	4HA10	4HA10	6HA10	4HA12	
Armatures horizontales totales	AH (cm <sup>2</sup> ) totale	6,3	4,5	9,3	4,2	
	AH adoptée (cm <sup>2</sup> )	11,78	11,78	11,78	11,78	
	Choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	<b>15HA10</b>	
	Espacement St (cm)	30	30	30	30	
Armatures transversales	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	<b>04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup></b>				
	$\tau_u = 4 \text{ MPa}$ $\tau_u$	1,25	0,15	0,92	1,41	
	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc}$	2,7	2,5	2,4	2,08	

# CHAPITRE VII

## Étude de l'infrastructure

**VII-1) Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- *Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;*
- *Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;*
- *Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.*

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

**Ø Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

**Ø Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

**VII-2) Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

**VII-3) Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

**VII-3.1) Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

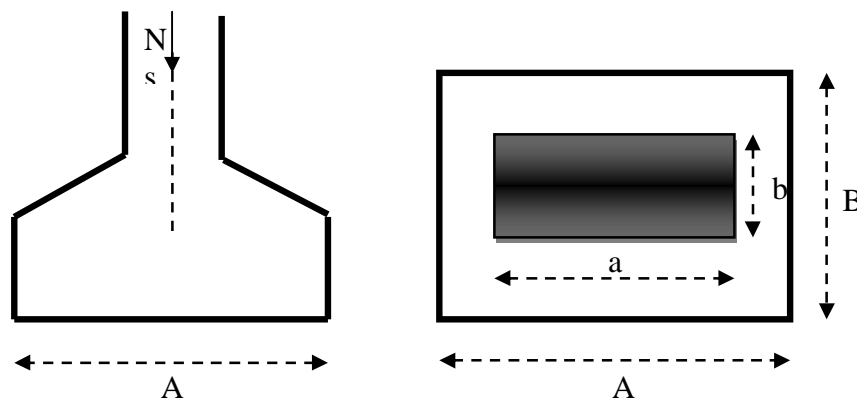
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{s}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1174.30 \text{ KN}, \quad \bar{s}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B^2 = 3.91 \text{ m}^2$$

**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.

**VII-3.2) Semelles filantes :****VII-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$s_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{s}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2 = 0,30 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{s_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**TABLEAU 1** :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Pier	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
P7	1174.3	2	1.95716667	3.91433333
P8	1162.71	2	1.93785	3.8757
P9	330.18	2.1	0.52409524	1.1006
P10	329.76	2.1	0.52342857	1.0992
P11	330.93	1.5	0.7354	1.1031
P12	276.81	1.4	0.65907143	0.9227
P13	1451.17	3.1	1.56039785	4.83723333
P16	323.71	1.5	0.71935556	1.07903333
P17	266.91	1.4	0.6355	0.8897
				18.8216

**TABLEAU 2** :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

VOILES	G+Q	L	B	S=B.L(m)
P1	1006.49	3.35	1.00148259	3.35496667
P2	909.02	3.35	0.90449751	3.03006667
P3	944.41	3.1	1.01549462	3.14803333
P4	870.49	3.1	0.93601075	2.90163333
P5	1220.74	3.35	1.21466667	4.06913333
P6	1154.27	3.35	1.14852736	3.84756667
P14	327.67	1.3	0.84017949	1.09223333
P15	1451.17	1.3	3.72094872	4.83723333
				26.2808667

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 45.10 m<sup>2</sup>**.

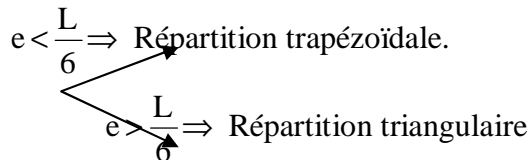
### **VII-3.2.2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

#### **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 :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**c) Application :**

Story	Column	G+Q(KN)	Ni total(KN/m)	Mi(KN/m)	Mtotal(KN.m)	ei (m)	Nixei (KN.m)
BASE	C35	987.07		-0.703		8.175	8069.29725
	C29	829.07		1.05		4.825	4000.26275
	C23	1174.3		-0.556		1.425	1673.3775
	C17	1162.71	5998.33	-0.558	-1.064	-1.725	-2005.67475
	C11	831.38		0.347		-5.075	-4219.2535
	C5	1013.8		-0.644		-8.175	-8287.815
							-769.80575

On a : 
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0.128$$

$$e = -0,128 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16.35}{6} = 2.725 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5998.33}{16.35} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.128)}{16.35}\right) = 358.25 \text{ kN / m}^2$$

**d) détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{s_{SOL}} = \frac{358.25}{300} = 1,19 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,20 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = 1,20 \times 16,35 = 19,62m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 19,62 \times 6 = 117,72 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 117,72 + 45,10 = 162,82m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 15,86 \times 16,35 = 259,31m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{162,82}{259,31} = 0,62$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 62 %

### ➤ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

## IV - Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

### VII-4) Pré dimensionnement du radier :

#### VII-4.1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

#### VII-4.2) Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0,42 \leq h \leq 0,67$$

h : épaisseur du radier

$L_{max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h = 65$ cm.

b) Sous poteaux :

Ø Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{335}{20} = 16.75 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 40 \text{ cm}$

Ø Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{335}{10} = 33.5 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 80 \text{ cm}$

-La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \implies 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend  $b_n = 50 \text{ cm}$

#### **VII-4.3) Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,35\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,61 \text{ m}$$

### ■ Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

### 2. Calcul de la surface nécessaire au radier

- Charge permanente  $G = 32846,45 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation  $Q = 4703,74 \text{ KN}$

### 3. Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 51398,32 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 37550,19 \text{ KN}$$

### 4. Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times s_{\text{SOL}}} = \frac{51398,32}{1,33 \times 300} = 128,82 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{s_{\text{SOL}}} = \frac{37550,19}{300} = 125,17 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 128,82 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 259,15 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 128,82 \text{ m}^2$$

### Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = 64,42 \times 0,5 = 32,21 \text{ m}^2$$

$$\underline{\text{Donc}} : \text{la surface totale du radier : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 265,56 + 32,61 = 298,17 \text{ m}^2$$

**VII-4.4) Détermination des efforts :****● Charge permanente :**

Poids du bâtiment : 32846,45 KN

Poids du radier :  $[(298.17) \times 25 \times 0.40] + [(0.80 - 0.40) \times 0.50 \times 25 \times 193.26] = 3948 \text{ KN}$

Poids du remblai en TVO :  $[(0.80 - 0.40) \times (298.17 - 96.63) \times 17] = 1370.47 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante :  $[(298.17) \times 0.1 \times 25] = 745.42 \text{ KN}$

$G_{\text{tot}} = 38910.34 \text{ KN}$

**● Surcharge d'exploitation :**

Surcharges du bâtiment  $Q_{\text{bat}} = 4703,74 \text{ kN}$

Surcharges du radier  $Q_{\text{rad}} = 5 \times 298.17 = 1490.85 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = 6194.59 \text{ KN}$

**COMBINAISONS D' ACTIONS :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 38910.34 + 1,5 \times 6194.59 = 61820.84 \text{ KN}$

**A l'ELS :**  $N_s = G + Q = 38910.34 + 6194.59 = 45104.93 \text{ KN}$

**VII-4.4.1) Vérification :****1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{61820.84 \times 1}{298.17} \times \frac{3,35}{2} = 347.28 \text{ kN}$$

$$t_u = \frac{347.28}{1 \times 0,36} = 964.68 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\bar{t} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée

## 2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- § Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- § Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

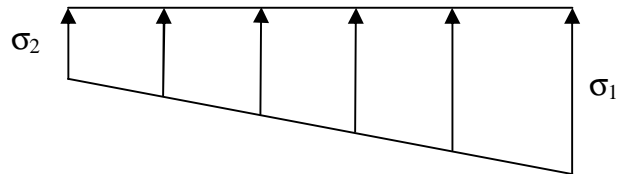
$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

### VII-2) Diagramme des contraintes

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

#### a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,43m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,67m$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

#### b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 7338.00m^4$$

$$I_{yy} = 6929.32m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 33480.58 + 1431.17 \times 0,8 = 34625.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 33848.24 + 1439.07 \times 0,8 = 34999.49 \text{ KN.m}$$

	ELU			ELS			Obser
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	
X - X	247.11	167.55	227.22	191.05	111.49	171.16	OK
Y - Y	251,12	163.54	229,22	195.06	107.48	173.16	OK

### 3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot m_c \cdot h \cdot f_{c28}) / g_b$$

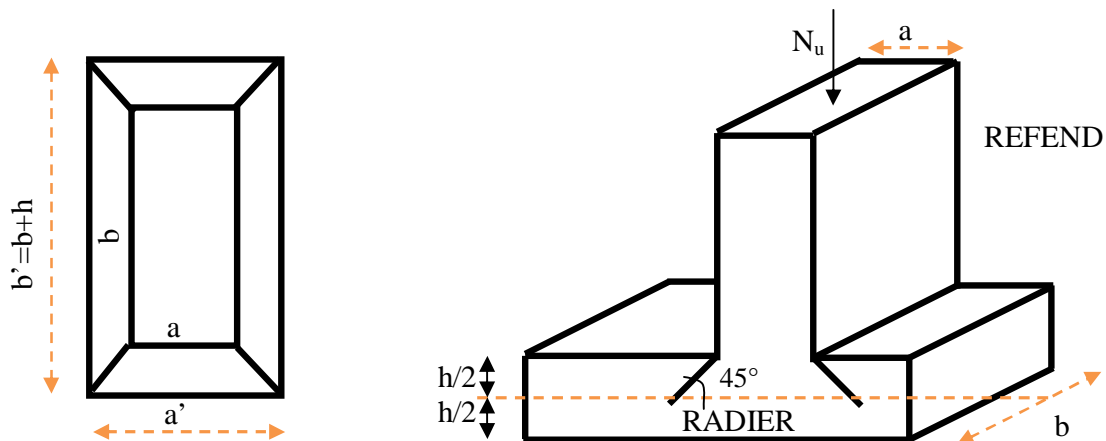
Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



VII-3) Périmètre utile des voiles et des poteaux

**Calcul du périmètre utile  $m_c$  :**

- Poteaux :

$$m_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,8) = 4.8 \text{ m}$$

$$N_u = 1985.1 \text{ KN}$$

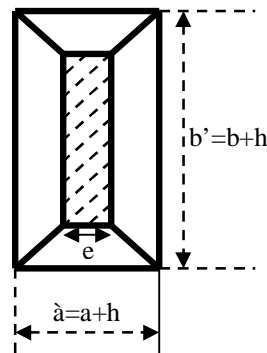
$$N_u < (0,07 \times 4.8 \times 0,8 \times 25000) / 1.5 = 4480 \text{ KN}$$

- Voile :

$$m_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.35 + 2 \times 0,8) = 10.3 \text{ m}$$

$$N_u = 1374.85$$

$$N_u < 0,07 \times 0,8 \times 10,3 \times 25000 = 14420 \text{ KN}$$

**VII-4.4.2) Ferrailage du radier :****• Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

**a) 1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

**b) 2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$r = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**- Identification du panneau :**

$$L_x = 3.4 \text{ m} ; L_y = 3,66 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{3.66} = 0,93$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = s_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 229.22 - \frac{6063.89}{298.17} = 208.88 \text{ kN} / \text{m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = s_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 173.16 - \frac{6063.89}{298,17} = 152.82 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**a) Calcul a' L ELU :**

$$r = 0,93 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0428 \\ U_y = 0,841 \end{cases}$$

**- Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

$$M_{0x} = u_x \times q_x \cdot l_x^2 = 0,0428 \times 208.88 \times (3.4^2) = 103.34 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,841 \times 103.34 = 87.00 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,85) en travée.

**- Ferraillage dans le sens x - x :****Ø Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 103.34 = -51.67 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51.67 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,025 \langle \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{51.67 \times 10^3}{0,987 \times 38 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 14 = 9.24 Cm<sup>2</sup> / ml ;

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (3h, 33 cm)

**Ø En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 103.34 = 87.84 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{87.84 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,042 \text{ p } \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta = 0,978 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87.84 \times 10^3}{0,978 \times 38 \times 348} = 6.80 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 16 = 12.06 Cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (3h, 33 cm).

**- Ferraillage dans le sens y - y :**

Ø Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 87 = -43.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43.50 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,021 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,021 \rightarrow b = 0,989 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.50 \times 10^3}{0,989 \times 38 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).

Ø En travée :

$$M_t = 0,85 \times 87 = 73.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{73.95 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,036 \text{ p } U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow b = 0,981 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73.95 \times 10^3}{0,981 \times 38 \times 348} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).

**- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = w_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,93}{2} = 3,31 \text{ cm}^2 / ml$$

Aux appuis :

$$A_{ua}^x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,31 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ua}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,31 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_{ut}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,31 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ut}^y = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,31 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Calcul a LELS :**

$$q_s = 152.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,93 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,891 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_u$ ,  $M_y$ .

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,05 \times 152,82 \times (3,4)^2 = 88,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,891 \times 88,32 = 78,70 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 88,32 = -44,16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_x = 0,85 \times 88,32 = 75,07 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 78,70 = -39,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 78,70 = 66,90 \text{ KN.m}$$

**- Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	51.67	44.16	1.17	0.025	0.032	0.335	Vérifiée
	Travée	87.84	75.07	1.17	0.043	0.055	0.335	Vérifiée
Y- Y	Appuis	45.30	39.35	1.15	0.022	0.028	0.325	Vérifiée
	Travée	73.95	66.90	1.10	0.036	0.046	0.300	Vérifiée

**VII-5) Ferrailage de la nervure :**

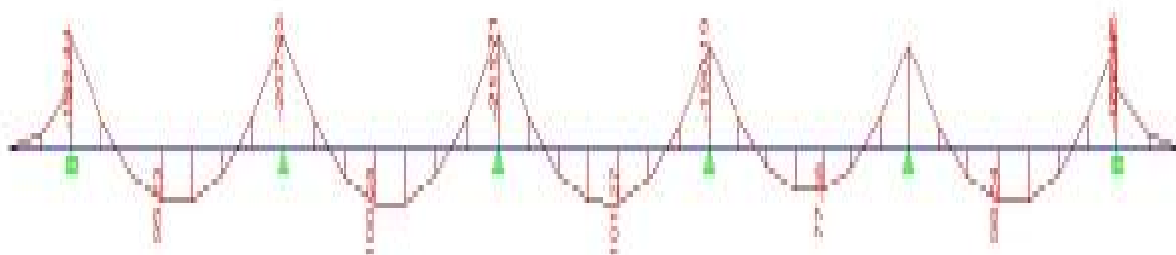
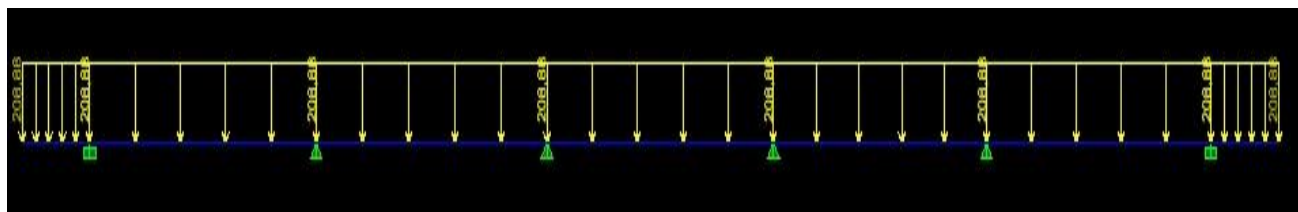
Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 80 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

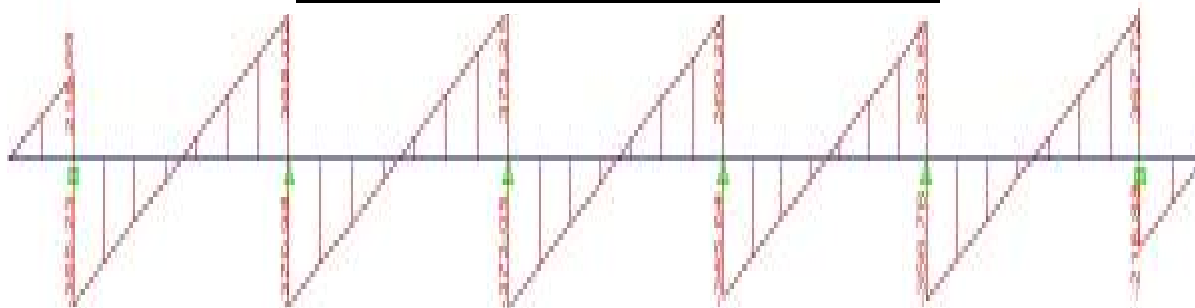
Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

## VII-5.1) Détermination des efforts :

- 1) Sens longitudinal
- 2) E.L.U



**Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U**



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U**

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

**Ø Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 101.371 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -211.708 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 75 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Ø Aux appuis :

$$M_{app} = -211.708 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{211,708 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,033 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,033 \rightarrow b = 0,983$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{211.708 \times 10^3}{0,983 \times 75 \times 348} = 8.25 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14.20 cm<sup>2</sup>/ml.

Ø En travée :

$$M_t = 101.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{101.371 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,016 \text{ p } U_1 = 0,392$$

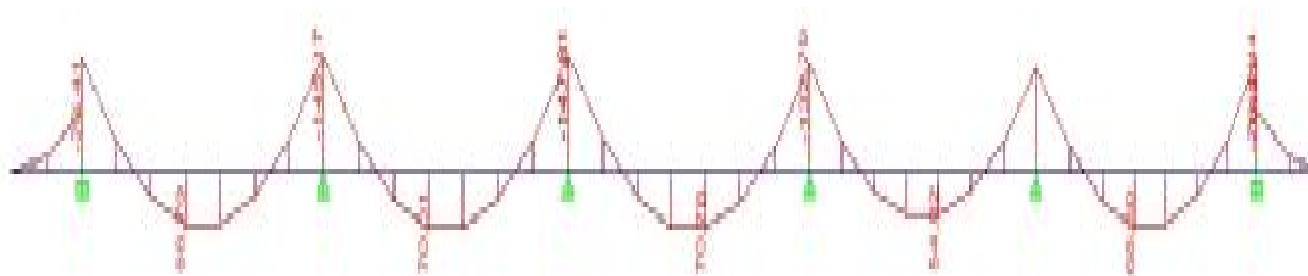
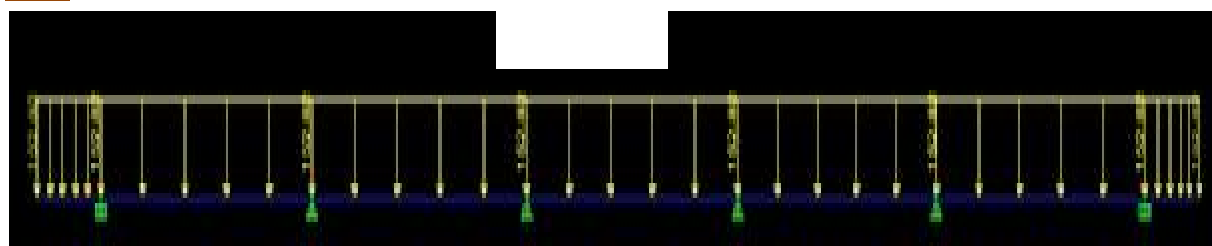
La section est simplement armée.

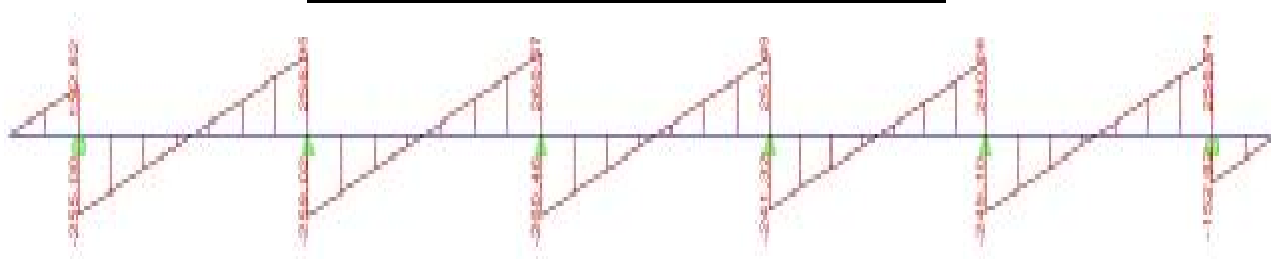
$$\mu_u = 0,016 \rightarrow b = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{101.371 \times 10^3}{0,987 \times 75 \times 348} = 3.92 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>/ml.

### 1) ELS



**Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S****Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S****Ø Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	211.708	147.813	1.43	0.033	0.042	0.46	Condition vérifiée
	Travée	101.371	70.776	1.43	0.016	0.020	0.46	Condition vérifiée

**Ø Sens transversale :****3) E.L.U**

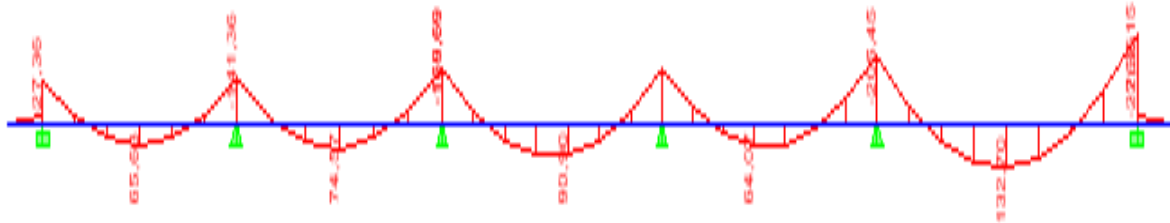
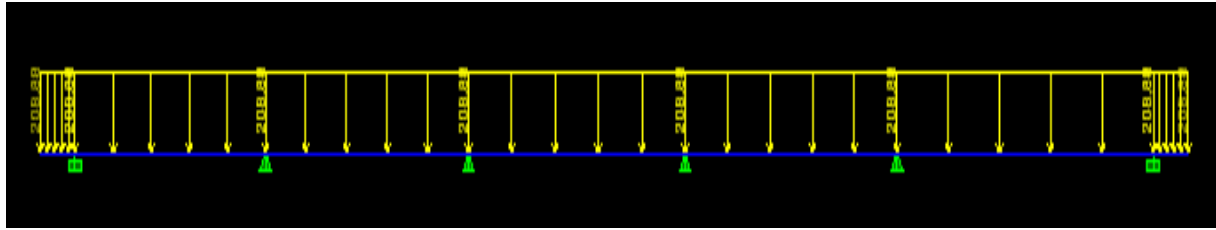


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

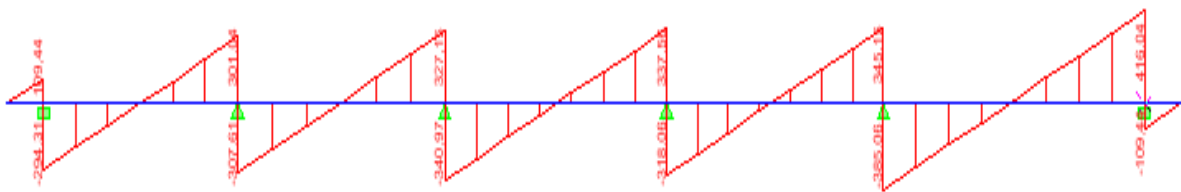


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

**Ø Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 132.70 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -262.27 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 75 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa, } \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

**Ø Aux appuis :**

$$M_{app} = -262.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{262.27 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,041 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,053 \rightarrow b = 0,979$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{265.26 \times 10^3}{0,979 \times 75 \times 348} = 10.27 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14.20 cm<sup>2</sup>/ml.

Ø En travée :

$$M_t = 132.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{132.70 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,021 \text{ p } U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,0231 \rightarrow b = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{132.70 \times 10^3}{0,989 \times 75 \times 348} = 5,15 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>/ml.

#### 4) E.L.S

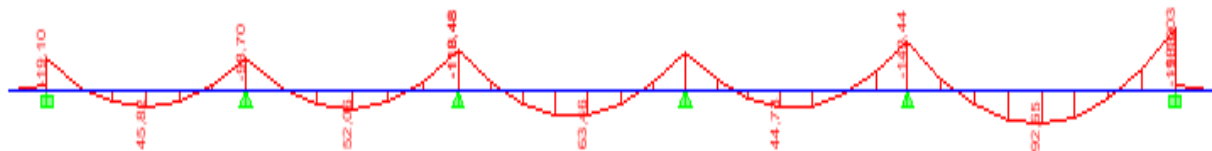
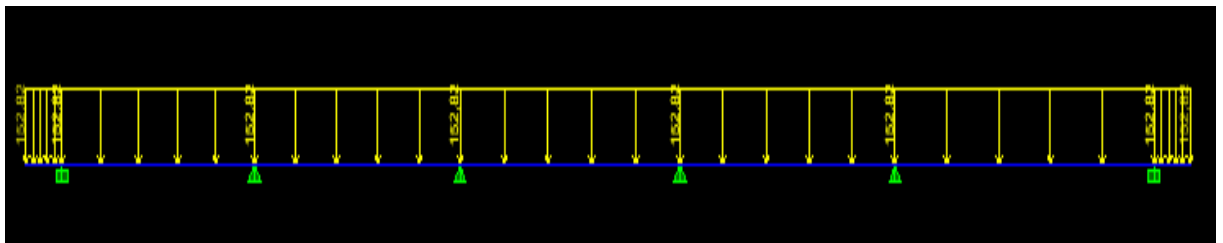
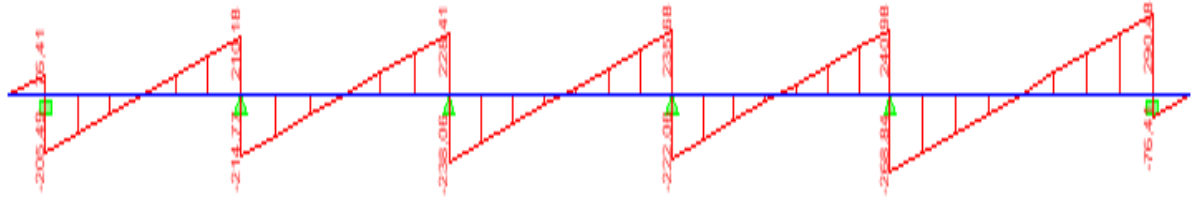


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S



### Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

#### Ø Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	262.27	183.03	1.43	0.041	0.053	0.46	Condition vérifiée
	Travée	132.70	92.55	1.43	0.021	0.026	0.46	Condition vérifiée

#### Ø Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

#### Ø Armatures transversales :

##### ü Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12f_1 \right\} = \min \{20 ; 19,2\} = 19.2 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$  : en zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$  : en zone courante

ü Armatures transversale minimales :

$$A_{min} = 0.003 St b = 3.00$$

Soit :  $A_t = 5 HA 10 = 3,92 \text{ cm}^2$  (2 cadre et un étrier)

Ø Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{g_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 416.04 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{416.04 \times 10^3}{500 \times 750} = 1.11 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VII-1) Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- *Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;*
- *Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;*
- *Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.*

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

**Ø Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

**Ø Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

**VII-2) Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 3$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

**VII-3) Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

**VII-3.1) Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

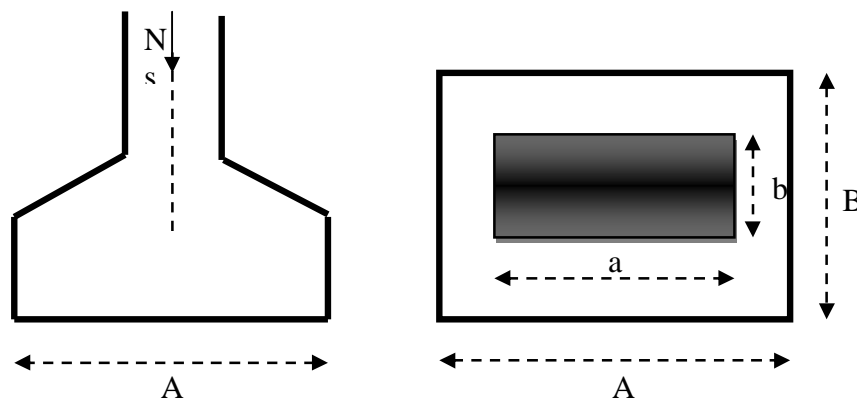
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{s}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1174.30 \text{ KN}, \quad \bar{s}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B^2 = 3.91 \text{ m}^2$$

**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.

**VII-3.2) Semelles filantes :****VII-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$s_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{s}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2 = 0,30 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{s_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**TABLEAU 1** :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Pier	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
P7	1174.3	2	1.95716667	3.91433333
P8	1162.71	2	1.93785	3.8757
P9	330.18	2.1	0.52409524	1.1006
P10	329.76	2.1	0.52342857	1.0992
P11	330.93	1.5	0.7354	1.1031
P12	276.81	1.4	0.65907143	0.9227
P13	1451.17	3.1	1.56039785	4.83723333
P16	323.71	1.5	0.71935556	1.07903333
P17	266.91	1.4	0.6355	0.8897
				18.8216

**TABLEAU 2** :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

VOILES	G+Q	L	B	S=B.L(m)
P1	1006.49	3.35	1.00148259	3.35496667
P2	909.02	3.35	0.90449751	3.03006667
P3	944.41	3.1	1.01549462	3.14803333
P4	870.49	3.1	0.93601075	2.90163333
P5	1220.74	3.35	1.21466667	4.06913333
P6	1154.27	3.35	1.14852736	3.84756667
P14	327.67	1.3	0.84017949	1.09223333
P15	1451.17	1.3	3.72094872	4.83723333
				26.2808667

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 45.10 m<sup>2</sup>**.

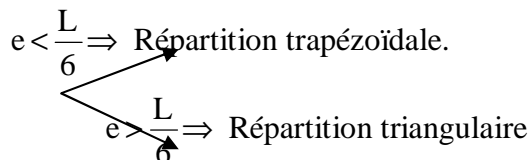
### **VII-3.2.2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

#### **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 :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**c) Application :**

Story	Column	G+Q(KN)	Ni total(KN/m)	Mi(KN/m)	Mtotal(KN.m)	ei (m)	Nixei (KN.m)
BASE	C35	987.07		-0.703		8.175	8069.29725
	C29	829.07		1.05		4.825	4000.26275
	C23	1174.3		-0.556		1.425	1673.3775
	C17	1162.71	5998.33	-0.558	-1.064	-1.725	-2005.67475
	C11	831.38		0.347		-5.075	-4219.2535
	C5	1013.8		-0.644		-8.175	-8287.815
							-769.80575

On a : 
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0.128$$

$$e = -0,128 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16.35}{6} = 2.725 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5998.33}{16.35} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.128)}{16.35}\right) = 358.25 \text{ kN / m}^2$$

**d) détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{s_{SOL}} = \frac{358.25}{300} = 1,19 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,20 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = 1,20 \times 16,35 = 19,62 m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 19,62 \times 6 = 117,72 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 117,72 + 45,10 = 162,82 m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 15,86 \times 16,35 = 259,31 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{162,82}{259,31} = 0,62$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 62 %

### ■ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

## IV - Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

## VII-4) Pré dimensionnement du radier :

### VII-4.1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

### VII-4.2) Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0,42 \leq h \leq 0,67$$

h : épaisseur du radier

$L_{max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h = 65$  cm.

b) Sous poteaux :

Ø Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{335}{20} = 16.75 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 40 \text{ cm}$

Ø Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{335}{10} = 33.5 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 80 \text{ cm}$

-La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \implies 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend  $b_n = 50 \text{ cm}$

#### **VII-4.3) Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,35\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,61 \text{ m}$$

### ➤ Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

#### 2. Calcul de la surface nécessaire au radier

- Charge permanente  $G = 32846,45 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation  $Q = 4703,74 \text{ KN}$

#### 3. Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 51398,32 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 37550,19 \text{ KN}$$

#### 4. Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times s_{\text{SOL}}} = \frac{51398,32}{1,33 \times 300} = 128,82 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{s_{\text{SOL}}} = \frac{37550,19}{300} = 125,17 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 128,82 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 259,15 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 128,82 \text{ m}^2$$

#### Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $h_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = 64,42 \times 0,5 = 32,21 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 265,56 + 32,61 = 298,17 \text{ m}^2$

**VII-4.4) Détermination des efforts :****• Charge permanente :**

Poids du bâtiment : 32846,45 KN

Poids du radier :  $[(298.17) \times 25 \times 0.40] + [(0.80 - 0.40) \times 0.50 \times 25 \times 193.26] = 3948 \text{ KN}$

Poids du remblai en TVO :  $[(0.80 - 0.40) \times (298.17 - 96.63) \times 17] = 1370.47 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante :  $[(298.17) \times 0.1 \times 25] = 745.42 \text{ KN}$

**$G_{\text{tot}} = 38910.34 \text{ KN}$**

**• Surcharge d'exploitation :**

Surcharges du bâtiment  $Q_{\text{bat}} = 4703,74 \text{ kN}$

Surcharges du radier  $Q_{\text{rad}} = 5 \times 298.17 = 1490.85 \text{ KN}$

**$Q_{\text{tot}} = 6194.59 \text{ KN}$**

**COMBINAISONS D' ACTIONS :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 38910.34 + 1,5 \times 6194.59 = 61820.84 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 38910.34 + 6194.59 = 45104.93 \text{ KN}$

**VII-4.4.1) Vérification :****1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{61820.84 \times 1}{298.17} \times \frac{3,35}{2} = 347.28 \text{ kN}$$

$$t_u = \frac{347.28}{1 \times 0,36} = 964.68 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\bar{t} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- § Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- § Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

### a) Calcul du centre de gravité du radier :

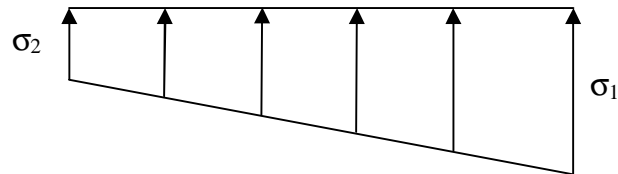
Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,43m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,67m$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.



VII-2) Diagramme des contraintes

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 7338.00 m^4$$

$$I_{yy} = 6929.32 m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 33480.58 + 1431.17 \times 0,8 = 34625.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 33848.24 + 1439.07 \times 0,8 = 34999.49 \text{ KN.m}$$

	ELU			ELS			Obser
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	
X - X	247.11	167.55	227.22	191.05	111.49	171.16	OK
Y- Y	251,12	163.54	229,22	195.06	107.48	173.16	OK

### 3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot m_c \cdot h \cdot f_{c28}) / g_b$$

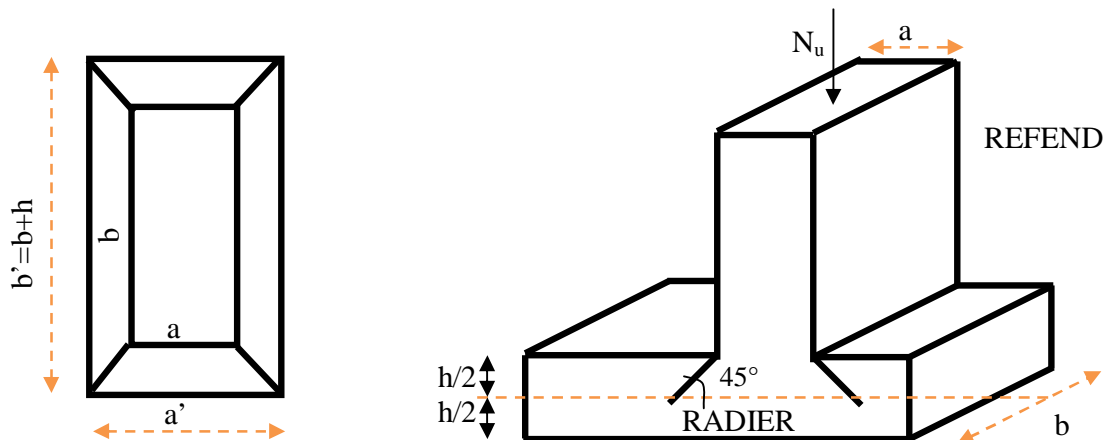
Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$m_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



VII-3) Périmètre utile des voiles et des poteaux

**Calcul du périmètre utile  $m_c$  :**

- Poteaux :

$$m_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,8) = 4,8 \text{ m}$$

$$N_u = 1985,1 \text{ KN}$$

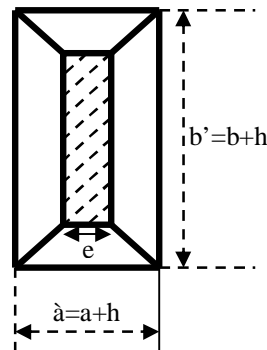
$$N_u < (0,07 \times 4,8 \times 0,8 \times 25000) / 1,5 = 4480 \text{ KN}$$

- Voile :

$$m_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3,35 + 2 \times 0,8) = 10,3 \text{ m}$$

$$N_u = 1374,85$$

$$N_u < 0,07 \times 0,8 \times 10,3 \times 25000 = 14420 \text{ KN}$$

**VII-4.4.2) Ferrailage du radier :****• Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

**a) 1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2<sup>ème</sup> Cas :

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$r = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque** :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**- Identification du panneau :**

$$L_x = 3.4 \text{ m} ; L_y = 3.66 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{3.66} = 0,93$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = s_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 229.22 - \frac{6063.89}{298.17} = 208.88 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = s_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 173.16 - \frac{6063.89}{298,17} = 152.82 \text{ kN/m}^2$$

**a) Calcul a' L ELU :**

$$r = 0,93 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0428 \\ U_y = 0,841 \end{cases}$$

**- Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

$$M_{0x} = u_x \times q_x \cdot l_x^2 = 0,0428 \times 208.88 \times (3.4^2) = 103.34 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,841 \times 103.34 = 87.00 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,85) en travée.

**- Ferraillage dans le sens x - x :****Ø Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 103.34 = -51.67 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51.67 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{51.67 \times 10^3}{0,987 \times 38 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 14 = 9.24 Cm<sup>2</sup> / ml ;

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (3h, 33 cm)

**Ø En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 103.34 = 87.84 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{87.84 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta = 0,978 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87.84 \times 10^3}{0,978 \times 38 \times 348} = 6.80 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 16 = 12.06 Cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (3h, 33 cm).

**- Ferrailage dans le sens y - y :**Ø Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 87 = -43.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43.50 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,021 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,021 \rightarrow b = 0,989 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.50 \times 10^3}{0,989 \times 38 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>/ml.Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).Ø En travée :

$$M_t = 0,85 \times 87 = 73.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{73.95 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,036 \text{ p } U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow b = 0,981 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73.95 \times 10^3}{0,981 \times 38 \times 348} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>/ml.Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).**- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = w_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.93}{2} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :  $A_{ua}^x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ua}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée :  $A_{ut}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ut}^y = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**b) Calcul a LELS :**

$$q_s = 152.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,93 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,891 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_u$ ,  $M_y$ .

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,05 \times 152,82 \times (3,4)^2 = 88,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,891 \times 88,32 = 78,70 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 88,32 = -44,16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_x = 0,85 \times 88,32 = 75,07 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 78,70 = -39,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 78,70 = 66,90 \text{ KN.m}$$

**- Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	51.67	44.16	1.17	0.025	0.032	0.335	Vérifiée
	Travée	87.84	75.07	1.17	0.043	0.055	0.335	Vérifiée
Y- Y	Appuis	45.30	39.35	1.15	0.022	0.028	0.325	Vérifiée
	Travée	73.95	66.90	1.10	0.036	0.046	0.300	Vérifiée

**VII-5) Ferrailage de la nervure :**

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 80 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

## VII-5.1) Détermination des efforts :

- 1) Sens longitudinal
- 2) E.L.U

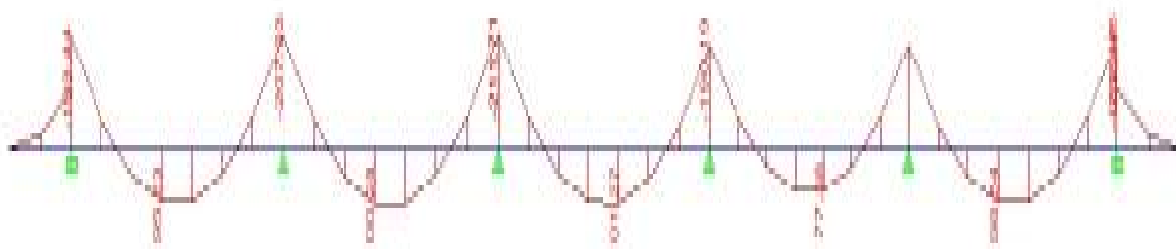
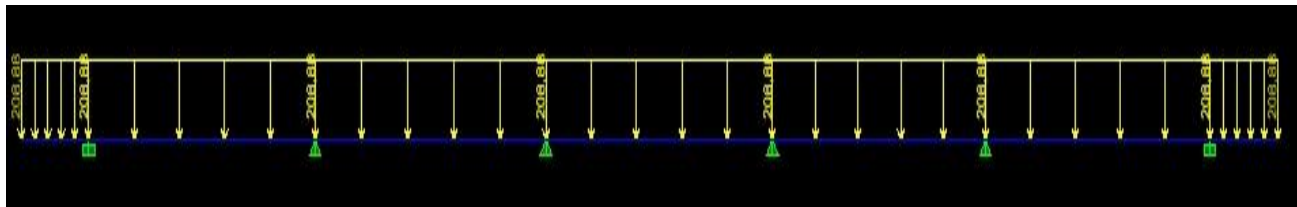


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

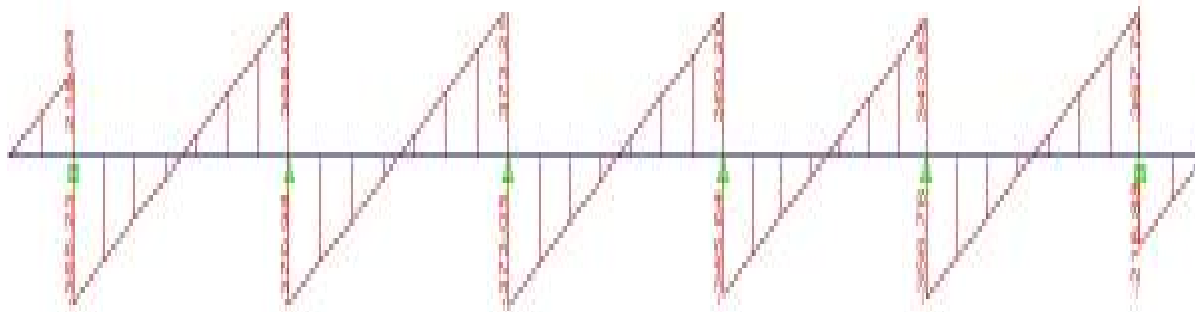


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Ø Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 101.371 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -211.708 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 75 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Ø Aux appuis :

$$M_{app} = -211.708 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{211,708 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,033 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,033 \rightarrow b = 0,983$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{211.708 \times 10^3}{0,983 \times 75 \times 348} = 8.25 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14.20 cm<sup>2</sup>/ml.

Ø En travée :

$$M_t = 101.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{101.371 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,016 \text{ p } U_1 = 0,392$$

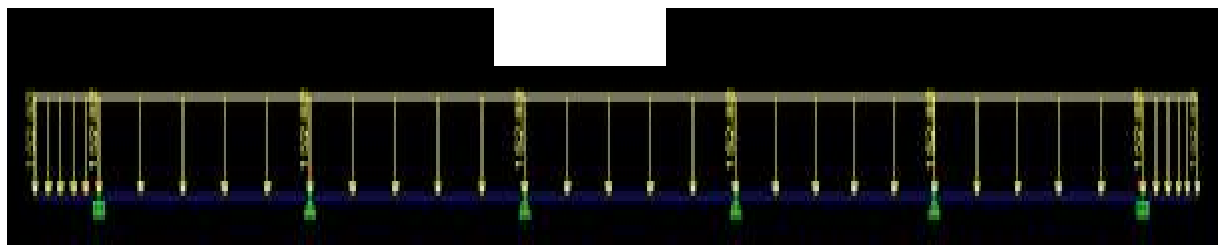
La section est simplement armée.

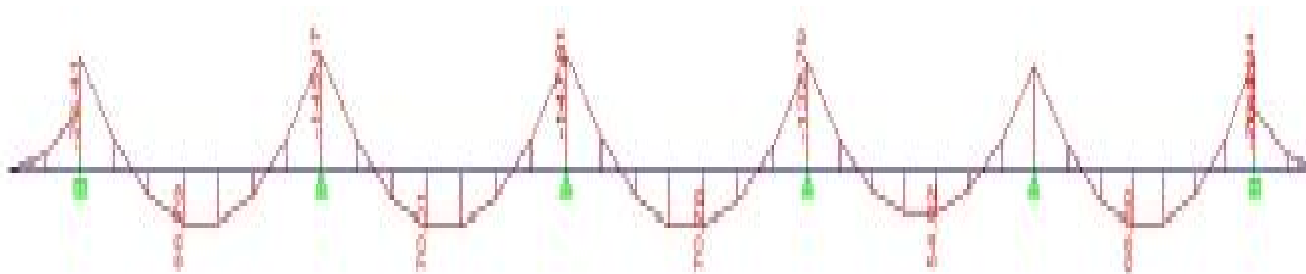
$$\mu_u = 0,016 \rightarrow b = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{101.371 \times 10^3}{0,987 \times 75 \times 348} = 3.92 \text{ cm}^2$$

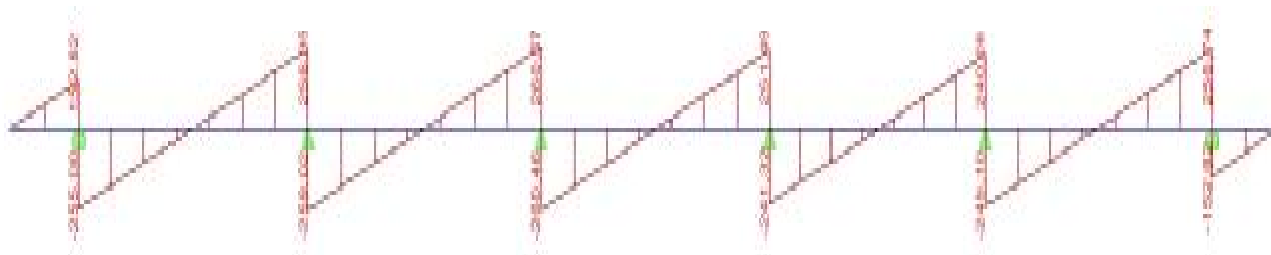
Soit : 4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>/ml.

### 1) . ELS





**Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S**



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S**

**Ø Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	211.708	147.813	1.43	0.033	0.042	0.46	Condition vérifiée
	Travée	101.371	70.776	1.43	0.016	0.020	0.46	Condition vérifiée

Ø Sens transversale :

3) E.L.U

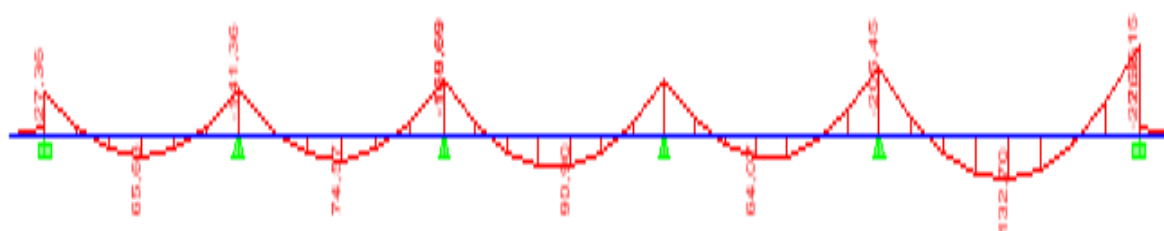
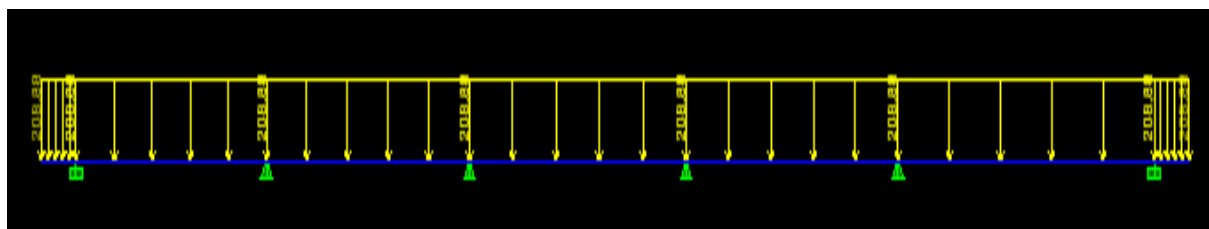


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

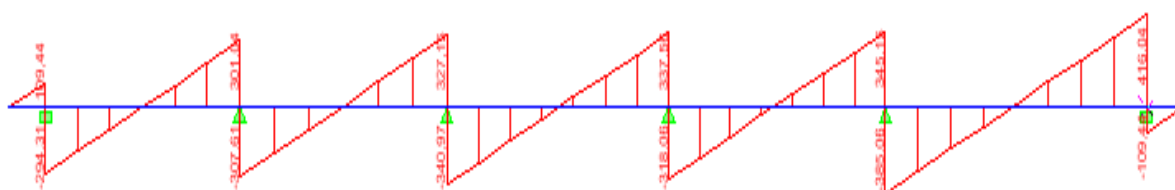


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Ø Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 132.70 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = -262.27 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14, 2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Ø Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -262.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{262.27 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,041 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,053 \rightarrow b = 0,979$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{265.26 \times 10^3}{0,979 \times 75 \times 348} = 10.27 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14.20 cm<sup>2</sup>/ml.

Ø En travée :

$$M_t = 132.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{132.70 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,021 \text{ p } U_1 = 0,392$$

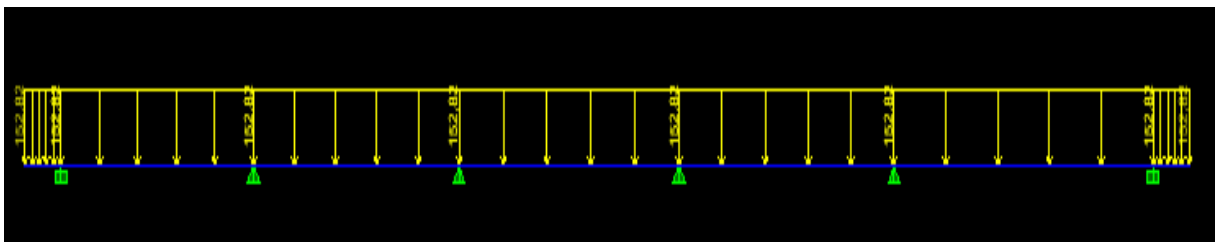
La section est simplement armée.

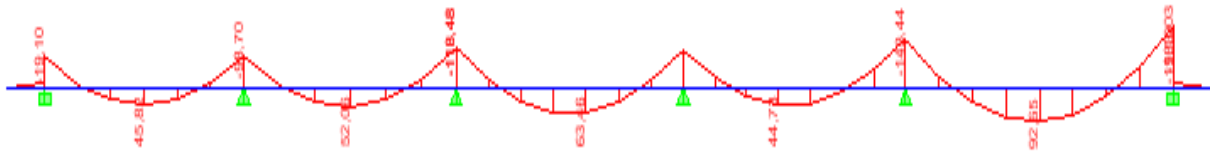
$$\mu_u = 0,0231 \rightarrow b = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{132.70 \times 10^3}{0,989 \times 75 \times 348} = 5,15 \text{ cm}^2$$

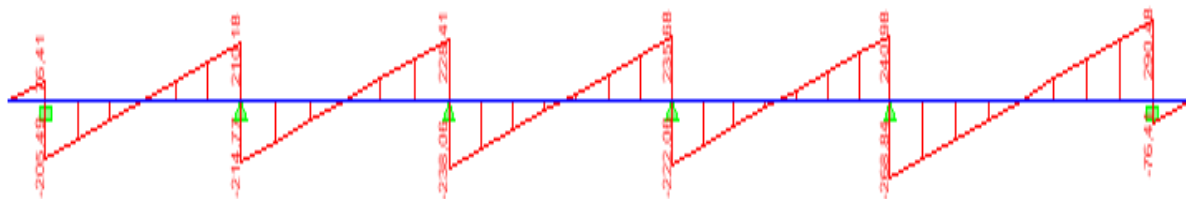
Soit : 4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>/ml.

#### 4) E. L. S





**Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S**



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S**

**Ø Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	262.27	183.03	1.43	0.041	0.053	0.46	Condition vérifiée
	Travée	132.70	92.55	1.43	0.021	0.026	0.46	Condition vérifiée

**Ø Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**Ø Armatures transversales :**

**ü Espacement des armatures**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12f_1 \right\} = \min \{20 ; 19,2\} = 19.2 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$  : en zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$  : en zone courante

ü Armatures transversale minimales :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 3.00$$

Soit :  $A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2$  (2 cadre et un étrier)

Ø Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{g_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 416.04 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{416.04 \times 10^3}{500 \times 750} = 1.11 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

# Conclusion

L'étude de notre ouvrage est à présent achevée, ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.

Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.

- L'étude de ce projet nous a permis d'utiliser des méthodes qu'on n'a pas eu la chance d'étudier pendant notre cursus universitaire à savoir :
- L'étude et le ferrailage des différents éléments de la structure.
- La modélisation avec le logiciel **ETABS** ; nous a permis d'apprendre beaucoup de choses à savoir :
- Le comportement et le mouvement de la structure.
- La période, les modes, le moment, les contraintes qui nous ont aidé dans le ferrailage des voiles.

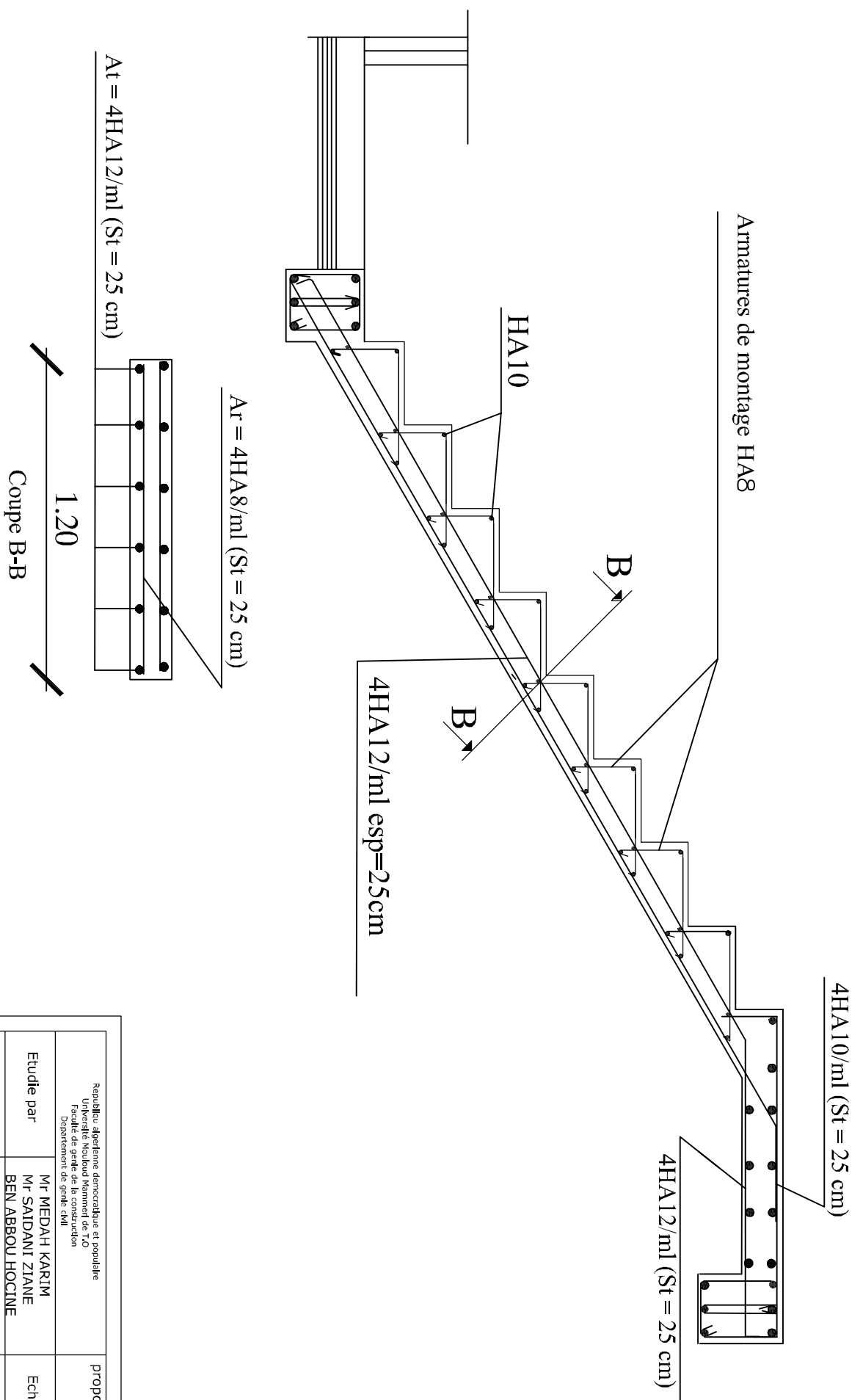
Pour avoir la période adéquate dans une structure contreventée par voiles, et si on ne peut pas rajouter de voiles on augmente l'épaisseur des voiles et des dalles.

Partager la structure en zones nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).

- Ce travail nous a incité à nous documenter davantage pour parer à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.
- La maîtrise des plans d'exécution.

# *Bibliographie*

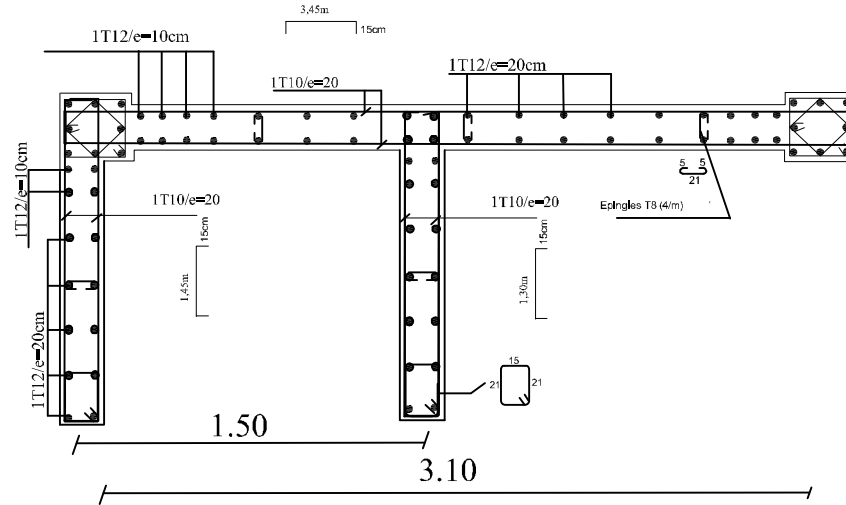
- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.



Republique Algerienne Democratique et Populaire Université Nouloud Mammou de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		propose par
Etudie par	Mr MEDAH KARIM Mr SAIDANI ZIANE BEN ABBOU HOUCINE	Echelle
Dirigé par	Mme ALI AHMED	

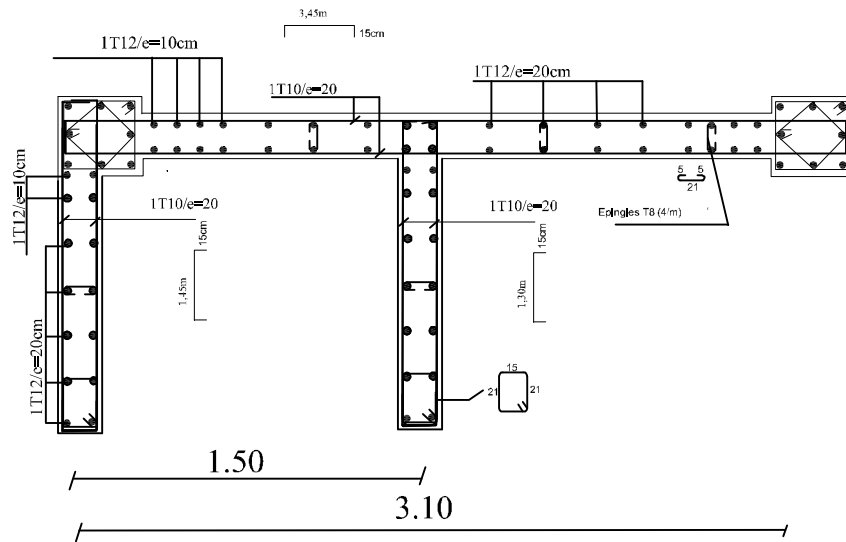
ZONE 3

1.3



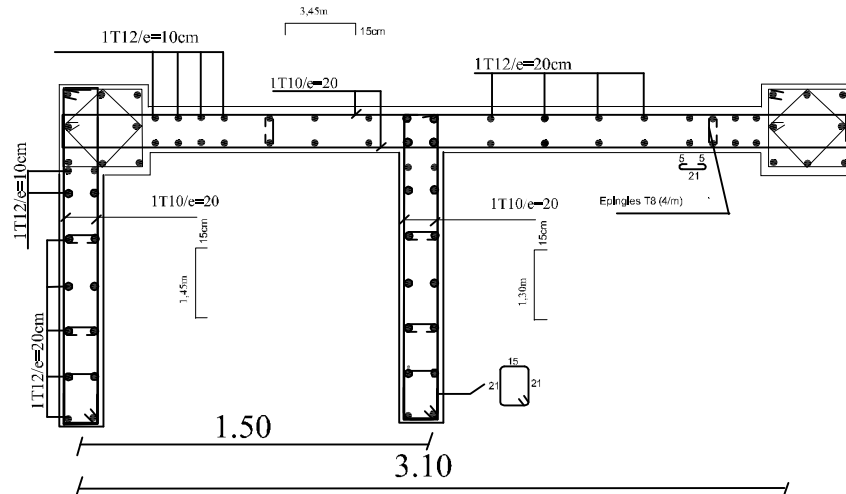
ZONE 2

1.3



ZONE 1

1.3

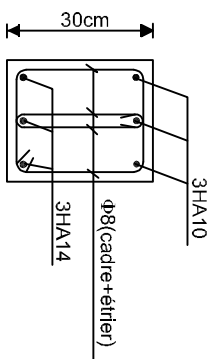
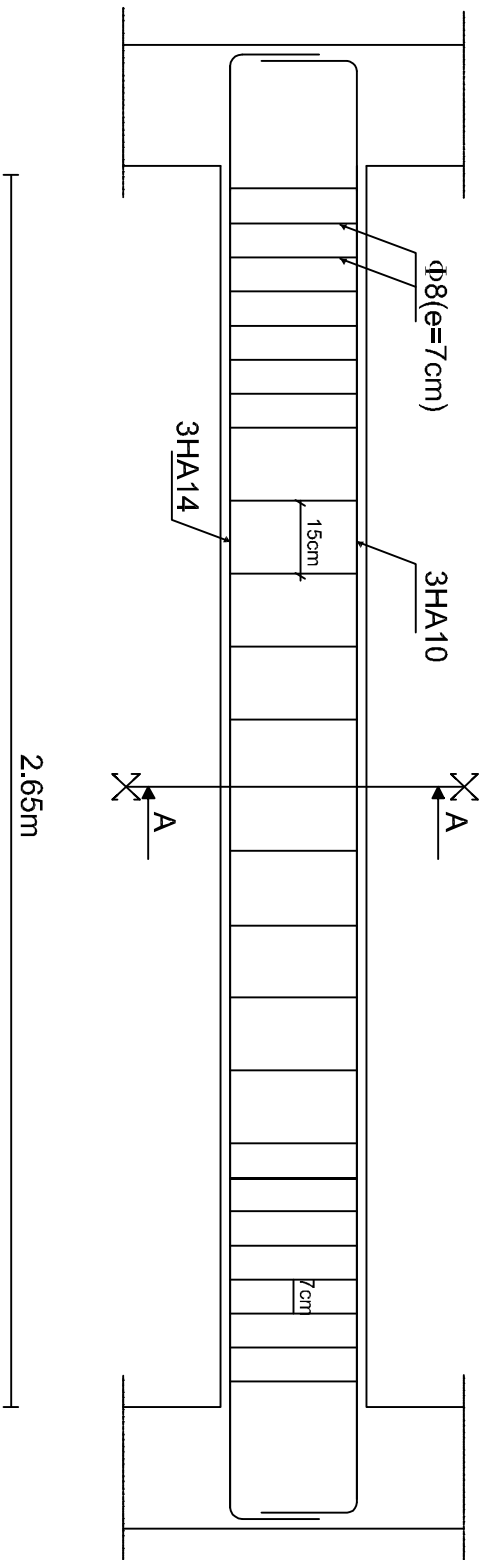


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

ETUDIE PAR:  
Mr Medah karim  
Mr Saidani ziane  
Mr B houcine

TITRE

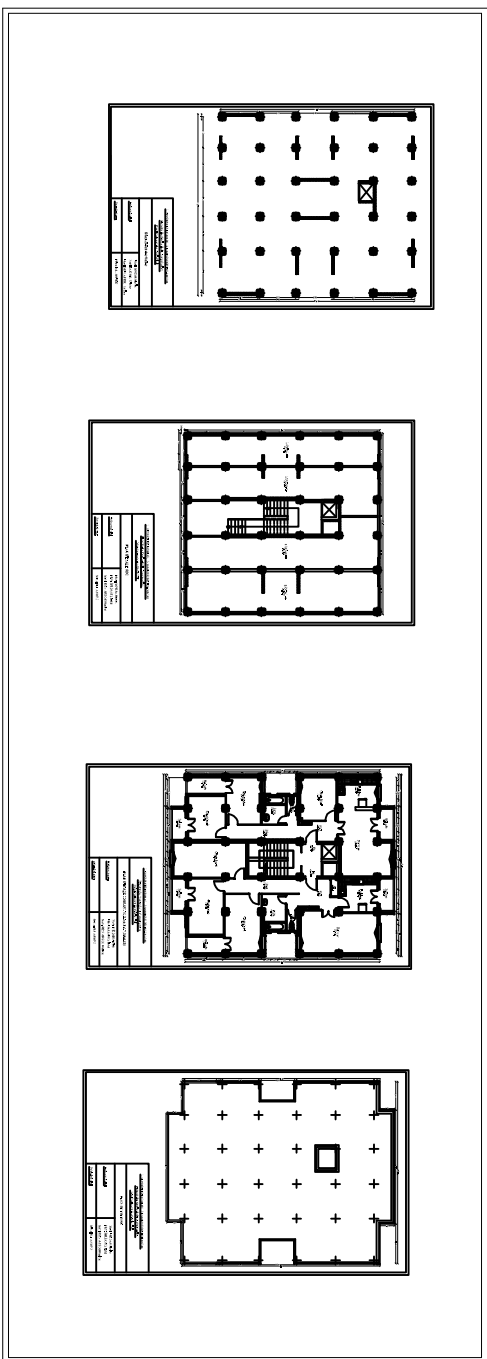
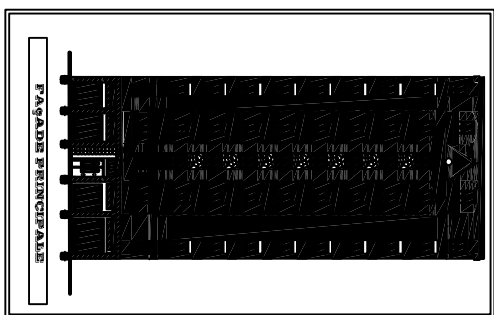
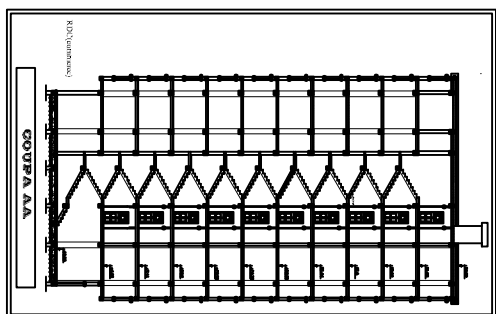
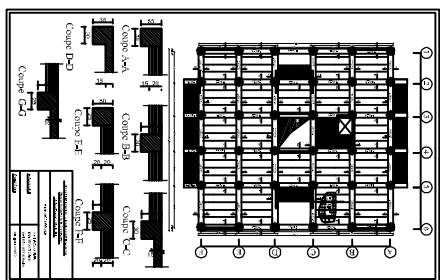
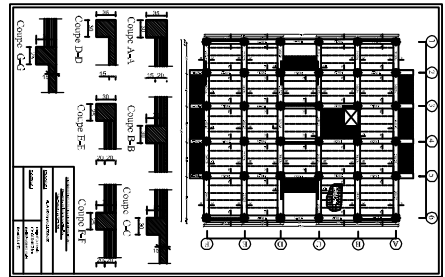
DIRIGE PAR:  
Mm: ali ahmed

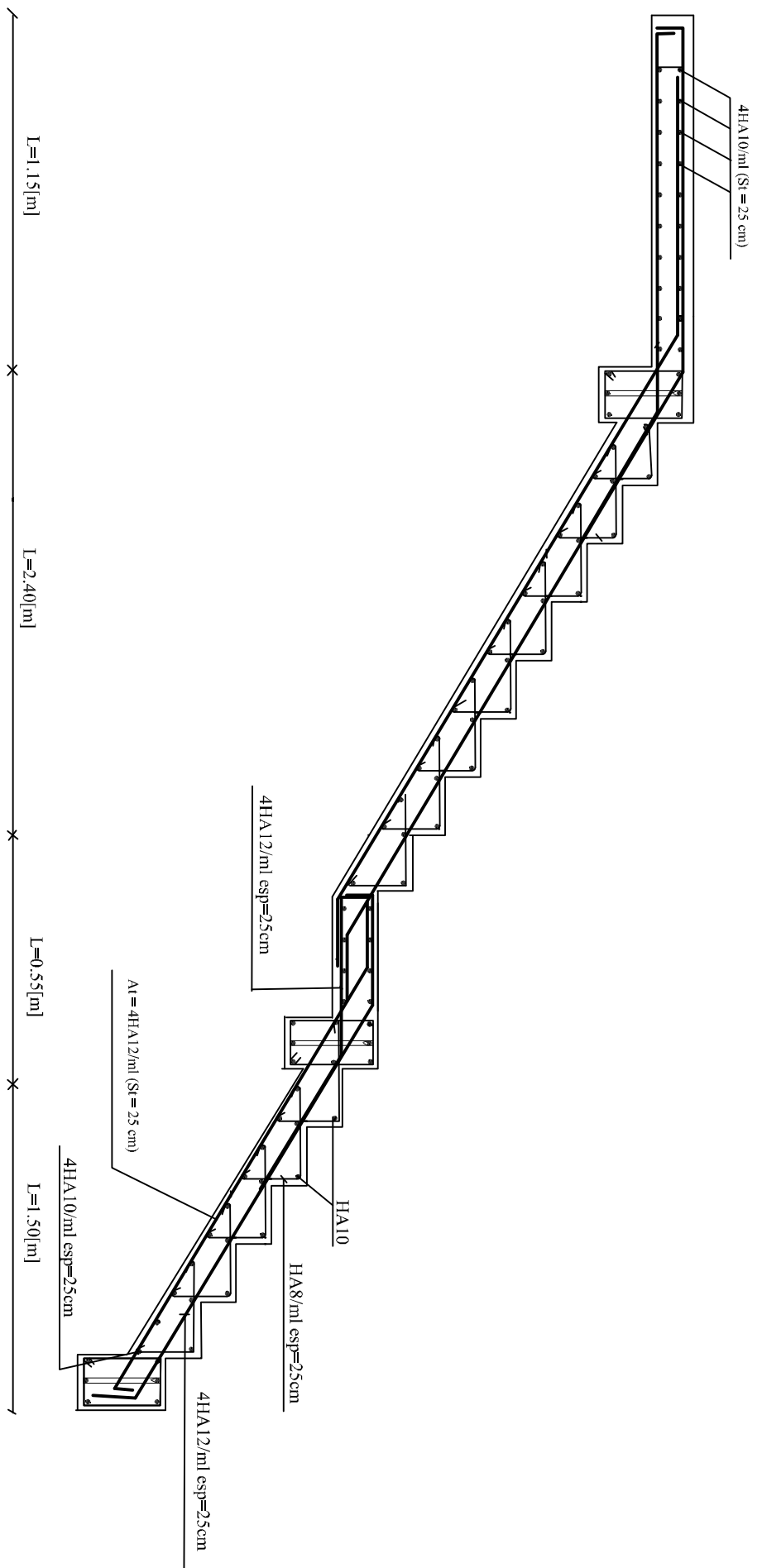


Coupe A-A

Plan de ferrailage de la poutre palière

Republique Algerienne Democratique et Populaire Université Nouloud Mennem de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		propose par
Etudie par	Mr MEDAH KARIM Mr SAIDANI ZIANE BEN ABBOU HOCINE	Echelle
Dirigé par	Mme ALI AHMED	





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MR MEDAH KARIM  
 MR SAIDANI ZIANE  
 BEN ABBOU HOCINE  
 DIRIGE PAR:  
 Mme ALI AHMED

TITRE  
 FERRAILLAGE DE L'ESCALIER  
 RDC

PROMOTION 2012-2013

ECHELLE : 1/100

